



“十一五”高等学校通用教材（土木建筑类）

混凝土结构设计

HUNNINGTU JIEGOU SHEJI

● 薛志成 程东辉 主编



中国计量出版社
CHINA METROLOGY PUBLISHING HOUSE

混凝土结构设计

混凝土结构设计

“十一五”高等土木建筑类（土木建筑类）书目

- 土木工程专业英语
- 大学物理学
- 工程力学
- 材料力学
- 结构力学
- 弹性力学与有限元法教程
- 建筑力学
- 画法几何及土木工程制图
- 画法几何及土木工程制图习题集
- 土木工程 CAD 基础教程
- 工程建设法律法规教程
- 建筑工程经济与企业管理
- 项目管理系统工程教程
- 建设工程监理概论
- 工程项目管理
- 建筑工程概预算
- 岩土力学
- 土木工程概论
- 土木工程材料
- 土木工程测量
- 预应力混凝土结构
- 高层建筑结构设计
- 建筑设备
- 房屋建筑学
- 钢结构基本原理
- 钢结构设计
- 混凝土结构设计原理
- 混凝土结构设计
- 砌体结构
- 钢—混凝土组合结构
- 建筑抗震设计
- 工程地质
- 土力学
- 基础工程
- 水利工程概论
- 给排水工程
- 水污染控制工程
- 建筑设计原理与应用
- 建筑环境学
- 道路勘测设计
- 荷载与结构设计方法
- 深基坑支护工程
- 大跨空间结构
- 建筑施工
- 土质学与土力学

ISBN 978-7-5026-3210-6



9 787502 632106 >

定价：32.00 元



“十一五”高等学校通用教材（土木建筑类）

HUNNINGTU JIEGOU SHEJI

混凝土结构设计

薛志成 程东辉 主编



中国计量出版社

图书在版编目 (CIP) 数据

混凝土结构设计/薛志成, 程东辉主编. —北京: 中国计量出版社, 2009. 11

“十一五”高等学校通用教材 (土木建筑类)

ISBN 978-7-5026-3210-6

I. ①混… II. ①薛… ②程… III. ①混凝土结构—结构设计—高等学校—教材

IV. ①TU370.4

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2009) 第 199005 号

内 容 提 要

本书依据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002) 和最新的相关规范、标准编写而成。

全书内容包括: 绪论、梁板结构、单层厂房排架结构和多层框架结构。为了便于学生自学和自测, 各章还编写了本章学习要求、例题、本章小结、思考题和习题。

本书既可作为高等院校土木工程专业本、专科学生的专业课教材, 又可作为从事土木工程设计、施工和监理的工程技术人员以及结构工程师注册考试人员的参考书。

中国计量出版社 出版

地 址 北京和平里西街甲 2 号 (邮编 100013)

电 话 (010) 64275360

网 址 <http://www.zgjl.com.cn>

发 行 新华书店北京发行所

印 刷 北京市媛明印刷厂

开 本 787mm×1092mm 1/16

印 张 16.75

字 数 398 千字

版 次 2010 年 3 月第 1 版 2010 年 3 月第 1 次印刷

印 数 1—2 000

定 价 32.00 元

如有印装质量问题, 请与本社联系调换

版权所有 侵权必究

教材编委会

主 任 赵惠新 刘国普 刘宝兰

副主任 李保忠 景海河 丁 琳 薛志成 杨国义

委 员 (按姓氏笔画排序)

邓一兵	王福彤	付伟庆	左宏亮
刘汉青	吕名云	乔雅敏	杜永峰
张燕坤	杨 璐	郦 伟	赵文军
姜连馥	高建岭	徐晓红	程 桢
程东辉	程选生	裴 强	潘 睿

策 划 刘宝兰 李保忠

— 本 书 编 委 会 —

主 编 薛志成（黑龙江科技学院）

程东辉（东北林业大学）

副主编 杜文学（黑龙江科技学院）

裴 强（大连大学）

委 员（按姓氏笔画排序）

辛大波（哈尔滨工业大学）

杜文学（黑龙江科技学院）

程东辉（东北林业大学）

裴 强（大连大学）

薛志成（黑龙江科技学院）

编写说明

近年来，建筑业的快速发展对整个社会经济起到了良好的推动作用，尤其是房地产业和各项基础设施建设的深入开展与逐步完善，使国民经济走上了良性发展的道路。与此同时，建筑行业自身的结构性调整也在不断进行，这种调整使其对本行业的技术水平、知识结构和人才特点提出了更高的要求。为此，教育部对普通高校“土木建筑类”各专业的设置和教材也多次进行了相应的调整，使“建筑工程”和“交通土建工程”等相关专业逐步向“土木工程”转化，“十一五”期间，这种转化进一步得到了完善，这将使“土木工程”的内涵大大拓宽。所以，编写高等院校土木建筑类专业所需的专业基础课和专业课教材势在必行。

针对这些变化与调整，由中国计量出版社牵头组织了“十一五”高等学校通用教材（土木建筑类）的编写与出版工作，该套教材主要适用于应用型人才培养院校的建筑工程、工程管理、交通土建以及水利工程等相关专业。该学科具有发展迅速、技术应用性强的特点，因此，我们有针对性地组织了黑龙江科技学院、黑龙江大学、兰州理工大学、北方工业大学、黑龙江工程学院、广东惠州学院、深圳大学、哈尔滨工程大学、哈尔滨工业大学、东北林业大学、大庆石油学院、大连大学、哈尔滨学院以及黑龙江东方学院等45所相关高校中兼具丰富工程实践和教学经验的

专家学者担当各教材的主编与主审,从而为我们成功推出该套框架好、内容新、适应面广的好教材提供了必要的保障,以此来满足土木建筑类各专业高等教育的不断发展和当前全社会范围内建设工程项目安全体系建设的迫切需要;这也对培养素质全面、适应性强、有创新能力的高技术专门人才,进一步提高土木建筑类各专业教材的编写水平起到了积极的推动作用。

针对应用型人才培养院校土木建筑类各专业的实际教学需要,本次教材的编写尤其注重了理论体系的实用性与前沿性,不仅将建筑工程领域科技发展的新理论合理融入教材中,使读者通过教材的学习可以深入把握国际建筑业发展的全貌,而且使学生通过学习能将教材中的理论迅速应用于工程实践,这对我国新世纪应用型人才的培养大有裨益。相信该套教材的成功推出,必将会推动我国土木建筑类高校教材体系建设的逐步完善和不断发展,从而对国家的新世纪人才培养战略起到积极的促进作用。

教材编委会

2010年1月

前 言

• FOREWORD •

本书是依照《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)和最新颁布的相关规范、标准等编写的土木工程专业教材。内容包括:绪论、梁板结构、单层厂房排架结构和多层框架结构。为了便于学生自学和自测,各章编有本章学习要求、例题、本章小结、思考题和习题。

本书在编写时力求紧密结合规范,语言通俗易懂,内容条理清晰、深入浅出、循序渐进、理论联系实际。

本书既可作为高等院校土木工程专业的专业课教材,又可作为从事土木工程设计、施工和监理的工程技术人员和结构工程师注册考试人员的参考书。

本书由薛志成和程东辉任主编,杜文学和裴强任副主编,编写人员都是多年从事混凝土结构系列课程教学工作的一线教师。编写分工为:黑龙江科技学院薛志成、大连大学裴强和黑龙江科技学院杜文学编写第1章和第2章,黑龙江科技学院薛志成和哈尔滨工业大学辛大波编写第3章,东北林业大学程东辉和黑龙江科技学院杜文学编写第4章。全书由薛志成和程东辉统稿。

本书的编写和出版得到了中国计量出版社刘宝兰和李保忠两位老师的大力支持和帮助，在此深表谢意。

由于编者水平有限，书中不足之处在所难免，敬请读者批评和指正。

编 者

2010 年 1 月

目 录

• CONTENTS •

第1章 绪论	(1)
本章学习要求	(1)
1.1 混凝土结构的概念及分类	(1)
1.2 混凝土结构设计的基本内容和步骤	(2)
1.3 本课程的主要内容	(7)
本章小结	(7)
思考题	(8)
第2章 梁板结构	(9)
本章学习要求	(9)
2.1 概述	(9)
2.2 单向板肋梁楼盖	(11)
2.3 双向板肋梁楼盖	(41)
2.4 无梁楼盖	(55)
2.5 井式楼盖和密肋楼盖	(64)
2.6 装配式混凝土楼盖	(67)
2.7 楼梯和雨篷	(71)
本章小结	(89)
思考题	(90)
习 题	(91)
第3章 单层厂房排架结构	(93)
本章学习要求	(93)
3.1 概述	(93)
3.2 单层厂房的结构组成与结构布置	(94)
3.3 单层厂房的主要构件选型	(104)

3.4 排架计算	(112)
3.5 单层厂房主要构件设计	(133)
本章小结	(154)
思考题	(155)
习 题	(156)

第4章 多层框架结构 (157)

本章学习要求	(157)
4.1 概述	(157)
4.2 结构布置	(158)
4.3 内力的近似计算方法	(163)
4.4 框架结构内力组合	(183)
4.5 框架结构的截面设计	(186)
4.6 框架节点的构造要求	(187)
4.7 框架结构设计例题	(192)
本章小结	(208)
思考题	(208)

附表 (209)

附表1 等截面等跨连续梁在常用荷载作用下的内力系数表	(209)
附表2 双向板弯矩、挠度计算系数表	(216)
附表3 井式梁内力计算表	(220)
附表4 单阶柱柱顶反力与位移系数表	(229)
附表5 单阶柱位移系数计算公式	(242)
附表6 规则框架承受均布及倒三角形分布水平分布水平力作用时 反弯点的高度比	(250)

参考文献 (255)



第1章 绪论

本章学习要求

1. 理解混凝土结构的概念及其分类。
2. 掌握混凝土结构设计的基本内容和步骤。
3. 了解本课程的主要内容。

1.1 混凝土结构的概念及分类

建筑结构是指建筑物的空间承重骨架,它承受着建筑物在施工和使用过程中可能出现的各种作用(包括荷载、温度变化、基础沉降等)。根据建筑物所使用的主要建筑材料的不同,可将其划分为混凝土结构、砌体结构、钢结构、木结构、混合结构等。由于混合结构能充分利用不同材料各自的优良力学性能,因此在工程中的应用将日益广泛,如钢—混凝土混合结构已成为高层和超高层建筑的主导结构形式之一。

混凝土结构是土木工程中应用最广泛的一种结构形式。工程中,凡是以混凝土为主要材料制作而成的结构就称为混凝土结构。根据建筑物所用的材料、层数以及施工方法等的不同,混凝土结构有不同的分类方法。

根据所用材料的不同,可分为素混凝土结构、钢筋混凝土结构及预应力混凝土结构。通常所说的混凝土结构是指钢筋混凝土结构。

根据层数的不同,可分为单层结构、多层结构及高层结构。一般冶金、机械等重工业厂房以及大跨度的体育馆、展览厅等建筑多采用单层结构;而住宅、办公等民用建筑多采用多层结构。多层和高层的界限,世界各国的规定不尽相同。我国《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2002)将10层及10层以上或高度超过28m的房屋称为高层建筑。一般将高度超过100m的建筑称为超高层建筑。

根据使用功能的不同,可分为工业厂房结构和民用建筑结构。

根据承重体系的不同,可分为排架结构、框架结构、剪力墙结构、筒体结构等。

根据施工方式的不同,可分为现浇式(或整体式)、预制式(或装配式)以及装配—整体式结构。在实际工程中,现浇式混凝土结构是现场支模、绑筋、浇筑混凝土,如肋梁楼盖结构等;预制式混凝土结构是现场或预制构件厂预制构件,然后现场安装、就位,如单层工业厂房排架结构等;装配—整体式混凝土结构是在装配式结构的基础上,将各预制构件的联接节点现浇成连续的整体,或将构件的一部分做成预制的,吊装就位后再浇筑现浇部分,使整个结构结成一体,或将各装配式预制构件上浇筑钢筋混凝土现浇层使其结成整体的。

建筑物是由上部结构和下部结构组成的,一般将±0.000以上部分称为上部结构,以下部分称为下部结构。上部结构由水平承重结构体系和竖向承重结构体系组成。水平承重结构体系主要承受竖向荷载,并把这些荷载传递给竖向承重结构体系,同时与竖向承重结构体系形成建筑物的空间承重骨架,如梁板结构、网架结构、网壳结构、悬索结构等。竖向承重结



构体系既要承受水平承重结构体系传来的竖向荷载,又要承受传来的水平风荷载和地震作用,并把这些荷载和作用传递给下部结构,如排架结构、框架结构、剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构等。下部结构主要承受上部结构传来的荷载和作用,并把这些荷载和作用传递给地基。下部结构主要包括地下室和基础。常用的建筑结构基础形式有条形基础、柱下独立基础、十字形基础、片筏基础、箱形基础、桩基础、地下连续墙、沉井等。

本书主要介绍梁板结构、单层厂房排架结构和多层框架结构的设计。

1.2 混凝土结构设计的基本内容和步骤

一幢建筑物的设计包括建筑设计、结构设计、设备设计(给排水设计、暖气通风设计、电气设计)等内容,工程师应遵循功能适用、造型美观、经济性好及利废环保的原则进行每一部分设计,并且各部分设计工作是相互关联、相互制约、相互融合的,因此一个优秀的建筑物设计是建筑、结构、设备等设计工程师协同合作的结晶。

结构工程师负责建筑物的结构设计。科学合理的结构设计是保证建筑安全性、适用性、耐久性以及整体稳定的关键。设计时,应当按国家和地方的有关设计法规、规范、规程和标准中的有关规定进行。混凝土建筑结构设计常用的设计标准和规范有《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068—2001)(以下简称《统一标准》)、《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)(以下简称《规范》)、《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2001)(以下简称《荷载规范》)、《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)(以下简称《地基基础规范》)、《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2001)(以下简称《抗震规范》)、《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3—2002)(以下简称《高层技术规程》)等。这些标准、规范、规程是对已有设计理论和经验的总结,而随着学科的发展和工程实际的需要,一般每隔若干年需对它们进行修订。

各国混凝土结构的设计规范采用的设计理论有容许应力设计法、破损阶段设计法和极限状态设计法等。目前,我国建筑工程中采用的各类规范和规程均遵照《统一标准》中规定的概率极限状态设计法。

混凝土结构设计主要包括确定建筑结构方案和布置、进行结构内力分析、构件截面设计和绘制结构施工图。在了解工程背景和获得结构设计所需要的基本资料后,一般按下列具体步骤进行设计。

1.2.1 结构方案及结构布置

结构设计工程师应在建筑初步设计阶段即着手考虑结构设计方案,宜提出两种以上不同结构方案,然后根据功能要求、场地的地质条件、施工条件以及经济因素等进行技术经济分析和方案优选。确定结构方案时应遵循的基本原则是:满足功能要求,受力合理,技术先进、施工可行,经济性好。结构方案的选择主要包括结构选型和结构布置。

结构选型包括上部结构选型和下部结构选型,即包括以下几个方面:

- ①水平承重结构体系(如屋盖、楼盖)方案与布置;
- ②主要竖向承重结构体系方案与布置;
- ③基础结构方案与布置;
- ④结构主要构造措施及特殊部位的处理。

结构布置就是在结构方案的基础上,确定各结构构件的位置关系,也就是确定柱、墙、梁、板等具体位置,包括平面位置和竖向位置。平面位置通过定位轴线确定,竖向位置通过层高确定。同时,确定结构构件的传力路径,使所有荷载都有惟一的传递路径;初步估算主要结构构件的截面尺寸。

结构布置时,还需考虑变形缝的设置。变形缝包括伸缩缝(又称温度缝)、沉降缝和抗震缝。

当建筑的平面尺寸较大时,考虑到温度应力的影响而设置伸缩缝,建筑物伸缩缝的最大间距应满足表 1-1 的要求。

表 1-1 结构类别钢筋混凝土结构伸缩缝最大间距

m

结构类别		室内或土中	露天
排架结构	装配式	100	70
	现浇式	75	50
框架结构	装配式	55	35
	现浇式	65	40
剪力墙结构	装配式	45	30
	现浇式	40	30
挡土墙、地下室墙壁 等类结构	装配式	30	20
	现浇式		

注:①装配整体式房屋的伸缩缝间距宜按表中现浇式的数值取用;

②框架-剪力墙结构或框架-核心筒结构房屋的伸缩缝间距可根据结构的具体布置情况取表中框架结构和剪力墙结构中间的数值;

③当房屋无保温和隔热措施时,框架结构、剪力墙结构伸缩缝的间距宜按表中露天栏的数值取用;

④现浇挑檐、雨罩等外露结构的伸缩缝间距不宜大于 12 m。

在地基不均匀,或者不同高度的部位,或者荷载相差较大的房屋中,要考虑设置沉降缝。

在地震区,当房屋相距很近,或者房屋中设有伸缩缝或沉降缝时,为了防止地震时房屋与房屋或同一房屋中不同结构单元之间相互碰撞造成房屋毁坏,应考虑设置防震缝。防震缝设置的最小宽度应满足表 1-2 的要求。

表 1-2 钢筋混凝土结构防震缝的最小宽度

mm

结构类型	设防烈度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
框架	$4H+10$	$5H-5$	$7H-35$	$10H-80$
框架-剪力墙	$3.5H+9$	$4.2H-4$	$6H-30$	$8.5H-68$
剪力墙	$2.8H+7$	$3.5H-3$	$5H-25$	$7H-55$

注: H 为相邻单元中较低单元的房屋高度,以 m 计, H 至少取 15 m。

当房屋中需要同时设置伸缩缝、沉降缝和防震缝时,应尽可能地将三者设置在同一位置处。沉降缝必须从基础分开,而伸缩缝和防震缝的基础可以连在一起。在抗震设防区,伸缩缝和沉降缝的宽度均应满足防震缝的宽度要求。由于变形缝的设置会给使用和建筑平面、



立面处理带来一定的麻烦,所以应尽量通过平面布置、结构构造和施工措施(如采用后浇带等)不设缝和少设缝。

1.2.2 结构计算单元及计算简图

1. 计算单元

对结构的某一部分,或某些结构构件分析和设计时,为了减少计算工作量,一般情况下不是对整个结构进行分析,而是取其中有代表性的一部分进行分析计算,通常把这一部分称为计算单元。计算单元的选取忽略了同一构件各相邻部分之间以及结构的各相邻结构构件之间的相互作用,其实质是孤立地认为计算单元只承受其负荷范围内存在的荷载与其他作用。

如屋盖(楼盖)结构中的板取1m宽板带的负荷范围作为板的计算单元;按平面结构进行排架或框架结构分析时,可取一榀排架或框架相邻柱距的中线截出一个有代表性的负荷范围,作为这榀排架或框架的计算单元。

2. 计算简图

为了确定结构的传力路径,就必须合理地确定结构计算单元的计算简图。计算简图是对实际结构的简化,在满足结构可靠度的前提下,忽略了一些次要因素。在采用某一种计算简图时,一定要了解其与实际结构的差异,了解它的适用范围,避免造成灾难性后果。

对混凝土结构进行结构分析时,所采用的计算简图应符合下列要求:

- ①应尽可能反映结构的实际受力特性。反映结构的实际体型、尺度、边界条件、截面尺寸、材料性能及连接方式等;
- ②对于影响较大而难于在模型中考虑的因素,如施工偏差、初始应力及变形位移状况等应根据结构的特点及实际受力情况,对计算简图加以修正。

1.2.3 荷载及作用的计算

建筑结构承受的荷载按随时间的变异性分为永久(恒)荷载、可变(活)荷载及偶然荷载。

按荷载的作用方向分为竖向荷载和水平荷载。一般竖向荷载从结构的上部传至下部,并依次计算。一般水平荷载是指风荷载和水平地震作用。

永久(恒)荷载的标准值是指结构构件的自身重力荷载以及构件上建筑构造层(楼地面、顶棚、装饰面层等)的重力荷载;按照结构尺寸、建筑构造层和材料的自重确定。

大部分可变(活)荷载的标准值可按《荷载规范》的规定查得或计算确定。直接作用于建筑结构上的可变荷载有:屋面活荷载(包括屋面均布活荷载、雪荷载和积灰荷载)、楼面均布活荷载、风荷载;此外,对于工业厂房结构设置吊车时,还包括吊车荷载。

能使结构产生效应的作用还有:基础发生的不均匀沉降。温度变化产生的温度应力,混凝土产生的收缩和徐变,地震产生的地震作用等,设计时也要根据实际情况加以考虑。

1.2.4 内力分析

结构设计时,必须进行结构分析,从而得到结构构件控制截面上的内力。

1. 基本规定和要求

《规范》中规定:

①结构按承载力极限状态计算和按正常使用极限状态验算时,应按国家现行有关标准规定的作用(荷载)对结构的整体进行作用(荷载)效应分析;必要时,尚应对结构中受力状况特殊的部分进行更详细的结构分析;

②当结构在施工和使用期的不同阶段有多种受力状况时,应分别进行结构分析,并确定其最不利的作用效应组合;

③结构可能遭遇火灾、爆炸、撞击等偶然作用时,尚应按国家现行有关标准的要求进行相应的结构分析;

④结构分析所需的各种几何尺寸,以及所采用的计算图形、边界条件、作用的取值与组合、材料性能的计算指标、初始应力和变形状况等应符合结构的实际工作状况,并应具有相应的构造保证措施;

⑤结构分析中所采用的各种简化和近似假定,应有理论或试验的依据,或经工程实践验证。计算结果的准确程度应符合工程设计的要求;

⑥结构分析应符合下列要求:

a. 应满足力学平衡条件;

b. 应在不同程度上符合变形协调条件,包括节点和边界的约束条件;

c. 应采用合理的材料或构件单元的本构关系。

2. 结构分析的方法

混凝土结构宜根据结构类型、构件布置和受力特点选择下列分析方法进行结构分析:

(1)线弹性分析方法

线弹性分析方法可用于混凝土结构的承载力极限状态及正常使用极限状态的作用效应分析。

对杆系宜按空间体系进行整体分析,并宜考虑杆件的弯曲、轴向、剪切和扭转变形对内力的影响。用线弹性分析方法时,可按下列原则对计算进行简化:

①体型规则的空间杆系结构,可沿柱列或墙轴线分解为不同方向的若干平面结构分别进行力学分析,然后将相应的效应合成;但宜考虑各平面结构之间的空间协调受力的影响;

②杆件的轴向、剪切和扭转变形对结构内力影响不大时,可不考虑;

③杆件的轴线取其截面几何中心的连线。其计算跨度及计算高度按两端支承的中心距或净距并考虑连接的刚性和支承力的位置确定;

④现浇结构和装配整体式结构的节点可视为刚性连接;梁、板与支承结构非整浇时,可视为铰支座;

⑤杆件的截面刚度按匀质混凝土全截面计算。T形截面应考虑翼缘宽度的影响。在不同受力状态杆件的截面刚度,宜考虑混凝土开裂、徐变等因素的影响予以折减。

端部加腋的杆件,应考虑刚度变化对结构分析的影响。

非杆系的二维或三维混凝土结构可采用弹性力学分析方法、有限元分析方法或试验分析方法确定弹性应力分布,再根据其主拉应力方向及数值进行配筋设计与计算,并按多轴应力状态验算混凝土的强度。混凝土的多轴强度和破坏准则可按《规范》中的规定计算。

(2)塑性内力重分布分析方法

下列情况应用塑性内力重分布的分析方法:

①房屋中的钢筋混凝土连续梁和连续单向板宜采用塑性内力重分布的分析方法,其内



力值可由弯矩调幅法计算;

②框架及框架—剪力墙结构可按弯矩调幅方法进行内力计算;

③周边嵌固的双向板可对弹性分析的内力在支座处进行弯矩调幅,并确定相应的跨中弯矩;

④按考虑塑性内力重分布的分析方法设计的结构和构件,尚应满足正常使用极限状态的要求,或采取有效的构造措施;

⑤对于直接承受动力荷载作用的结构、要求不出现裂缝的结构、配置延性较差的受力钢筋的结构和处于严重侵蚀环境中的结构,不得采用塑性内力重分布方法。

(3)塑性极限分析方法

周边嵌固且承受均布荷载作用的双向矩形板可采用塑性铰线法或条带法等塑性极限分析方法计算承载力极限状态的内力,同时还应对正常使用极限状态进行验算。

承受均布荷载的板柱体系,可根据结构布置形式的不同,采用弯矩系数法或等效框架法计算承载力极限状态的弯矩值。

(4)非线性分析方法

非线性分析方法适用于对二维、三维结构及重要的、受力特殊的大型杆系结构进行整体或局部的受力全过程分析。非线性分析方法应遵循以下原则:

①结构形状、尺寸、边界条件、截面尺寸、材料性能等应根据结构的受力特点预先设定;

②材料的本构关系宜由试验测定,也可采用经标定的系数值或已经验证的模式;混凝土的单轴应力—应变关系可按《规范》中的规定采用;

③非线性分析宜取材料强度和变形模量的平均值进行计算。正常使用极限状态验算时,取荷载效应的标准组合;承载力极限状态计算时,应对荷载效应的基本组合设计值进行相应的修正。

(5)试验分析方法

对形体复杂或受力状况特殊的混凝土结构或构件可采用试验方法对结构的正常使用极限状态和承载力极限状态进行复核。试验模型应采用能够模拟实际结构受力性能的材料制作。

当结构所处环境的温度和湿度发生变化,以及混凝土收缩和徐变等因素在结构中产生的作用效应可能危及结构的安全或正常使用时,应进行专门的试验分析。

1.2.5 控制截面及最不利内力

在荷载作用下,通常构件的内力沿构件轴线方向是变化的,设计时应根据内力图和截面的变化情况选取一个或几个起控制作用的截面进行内力的最不利组合,以此作为构件配筋计算的依据,所取的截面称为构件的控制截面。

结构上的永久(恒)荷载是一直作用在结构上的,而可变(活)荷载可能出现,也可能不出现;不同类型的活荷载可能同时出现,也可能不同时出现。根据研究和经验,可确定应计算的不同荷载组合。由于假定结构是线弹性的,故荷载组合可通过荷载效应组合来表达,《荷载规范》中给出了荷载效应组合的表达式。承载力极限状态的荷载效应组合包括基本组合和偶然组合,其中基本组合既要考虑由可变荷载效应控制的组合,又要考虑由永久荷载效应控制的组合。正常使用极限状态的荷载效应组合包括标准组合、准永久组合和频遇组合。

可变(活)荷载在结构空间位置上的变化将使结构中产生不同的荷载效应。因此,为得到结构某些控制截面上的最不利的内力,应在空间上对可变(活)荷载进行多种不同的布置,确定出最不利的活荷载布置和相应的内力。

1.2.6 构件的截面设计及构造措施

结构中各构件控制截面的最不利内力确定后,结合《混凝土结构设计原理》课程中所学的内容就可以对构件进行截面设计,计算出构件中应配置的钢筋强度等级及数量。

构造设计属于概念设计的范畴。目前,混凝土结构设计的相当一部分内容不能通过理论计算确定,只能通过试验和工程经验得出构造措施来保证结构的安全和适用,因此,结构设计时也应必须重视结构构造设计的内容。

1.2.7 设计说明书编写及结构施工图绘制

结构设计的成果形式就是结构设计说明书及结构施工图。结构设计说明包括结构方案设计说明和结构设计计算说明。结构方案设计说明书应详细说明所确定的方案的理论依据。

结构设计计算说明应详细说明结构平面布置的确定、计算简图的选取、结构所受的荷载和作用的计算、结构内力的分析、结构构件的截面设计等。如果结构计算是采用大型结构设计软件,应说明具体的软件名称,并应对计算结果进行必要的校核。

结构设计计算的结果必须用结构施工图反映出来,即最后要绘制结构施工图以利于工程结构施工。

1.3 本课程的主要内容

本课程主要介绍梁板结构、单层厂房排架结构和多层框架结构的设计方法。

梁板结构一章重点介绍了单向板肋梁楼盖和双向板肋梁楼盖的设计,并且给出了设计实例;同时,还介绍了无梁楼盖、井式楼盖、密肋楼盖、装配式混凝土楼盖、楼梯和雨篷的设计计算方法和构造要求。

单层厂房排架结构一章介绍了排架结构体系的特点、结构组成、荷载传递、结构布置、构件选型与截面尺寸确定、荷载计算、排架内力计算和组合、柱及其牛腿设计、屋架设计和吊车梁设计的要点等,并给出了排架结构的设计实例。

多层框架结构一章介绍了框架结构体系的结构组成、结构布置、构件截面尺寸确定、荷载计算、内力计算和组合、框架梁、柱的截面设计和构造要求等,并给出了多层框架结构的设计实例。

在学习上述三章内容时,要紧密结合本章1.2中所讲的混凝土结构设计基本步骤认真进行归纳和总结;同时,要加强理论联系实际,进行必要的现场教学或实习,以及进行必要的课程设计。

本章小结

①混凝土结构是土木工程中应用最广泛的结构形式之一。通常所说的混凝土结构是指



钢筋混凝土结构;

②混凝土结构设计的主要步骤是:确定结构方案及进行结构布置,确定结构计算单元及计算简图,进行荷载及作用的计算,进行内力分析,确定控制截面及进行最不利内力组合,进行构件的截面设计及确定构造措施,最后编写设计说明书及绘制结构施工图。



思考题

1.1 混凝土结构如何分类?

1.2 建筑上部结构的水平承重结构体系和竖向承重结构体系分别有哪些类型?

1.3 混凝土结构设计的基本步骤有哪些?

1.4 混凝土结构内力分析的基本方法有哪些?

本章主要知识点

第2章 梁板结构

本章学习要求

1. 了解混凝土楼盖的结构类型、特点、适用范围及结构布置。
2. 理解单向板肋梁楼盖中,板、次梁和主梁计算模型的简化假定;掌握楼面荷载的传递路径及板、次梁和主梁的荷载计算方法;理解活荷载最不利布置的概念,掌握连续梁支座最大弯矩、支座最大剪力及跨内最大弯矩的活荷载最不利布置的原则,并能绘制连续梁的内力包络图;掌握塑性铰的概念,理解钢筋混凝土塑性铰与理想铰的区别,了解影响塑性铰转动能力的因素;了解连续梁(板)内力重分布的过程,理解内力重分布的机理和影响内力重分布的因素;掌握连续梁(板)按调幅法的内力计算方法;掌握单向板肋梁楼盖中,板、次梁和主梁的配筋构造要求。
3. 了解双向板肋梁楼盖的受力特点;掌握借助表格进行双向板按弹性理论的内力计算;掌握塑性铰线的概念;掌握双向板按塑性铰线法的内力计算方法;掌握双向板按弹性理论设计的配筋构造和双向板支承梁的荷载计算方法。
4. 了解装配式楼盖中预制梁板的形式;掌握其结构布置、连接及内力计算要点。
5. 了解无梁楼盖、井式楼盖和密肋楼盖的受力特点、简化设计计算方法及构造要求。
6. 掌握梁式楼梯和板式楼梯的结构布置、计算简图和配筋构造;了解雨篷的受力特点、设计计算方法及构造要求。

2.1 概 述

混凝土梁板结构是由梁和板组成的结构体系,是建筑工程中广泛应用的一种结构形式,如屋盖、楼盖、楼梯、肋梁式片筏基础、水池的顶盖、池壁、底板、挡土墙等。本章主要介绍楼盖和楼梯的结构设计。

楼盖是建筑物的重要组成部分,是其水平承重结构体系。在整个房屋的材料用量和造价方面,楼盖所占的比例是相当大的,混凝土楼盖的造价占土建总造价的20%~30%;在钢筋混凝土高层建筑中,混凝土楼盖的自重占总自重的50%~60%。同时,混凝土楼盖的设计对建筑隔声、隔热、美观、抗震、抗风等也产生直接的影响,因此合理选择楼盖的形式,正确地进行设计将对整个房屋的使用性能和技术经济指标具有一定的意义。

2.1.1 楼盖类型

1. 按施工方法分类

混凝土楼盖按施工方法可分为现浇式、装配式和装配整体式楼盖。

现浇式楼盖整体性好、刚度大、防水性和抗震抗冲击性能好,适应于房间的不规则平面形状,或运输吊装不足的情况等。其缺点是施工过程中费工时、费模板、工期长、施工受季节的限制。

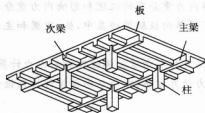


装配式楼盖的楼板采用混凝土预制构件,便于工业化生产,在多层民用建筑和多层工业厂房中得到广泛应用。但是,这种楼面由于整体性、防水性和抗震性较差,不利于开设孔洞,故对于高层建筑、有抗震设防要求的建筑以及使用上要求防水和开设孔洞的楼面,均不宜采用。

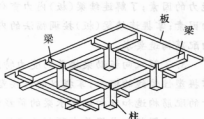
装配整体式楼盖,其整体性较装配式的好,又较现浇式的节省模板和支撑,但这种楼盖需要进行混凝土的二次浇筑,有时还须增加焊接工作量,故对施工进度和造价都带来一些不利影响。因此,这种楼盖仅适用于荷载较大的多层工业厂房、高层民用建筑及有抗震设防要求的建筑。装配整体式楼盖兼有现浇式楼盖和装配式楼盖的优点。

2. 按结构型式分类

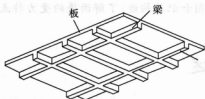
混凝土楼盖按结构型式可分为肋梁楼盖、无梁楼盖(又称板柱体系)、井式楼盖和密肋楼盖,如图 2—1 所示。



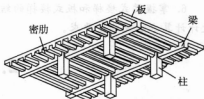
(a) 单向板肋梁楼盖



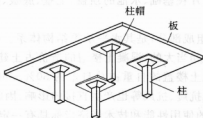
(b) 双向板肋梁楼盖



(c) 井式楼盖



(d) 密肋楼盖



(e) 无梁楼盖

图 2—1 楼盖结构形式

(1) 肋梁楼盖

肋梁楼盖是现浇楼盖中使用最普遍的一种,其梁和板整浇在一起。可分为单向板肋梁楼盖和双向板肋梁楼盖,分别如图 2—1(a),(b)所示;肋梁楼盖的特点是用钢量较低,楼板上留洞方便,但支模较复杂。在具体的实际工程中,当板跨度较大、荷载较重时采用双向板

肋梁楼盖效果较好。

(2) 井式楼盖

如图 2—1(c) 所示, 两个方向梁的截面高度相同。由于是两个方向受力的结构, 且两个方向梁无主次之分, 截面高度比肋梁楼盖小, 故适用于跨度较大的结构。

(3) 密肋楼盖

如图 2—1(d) 所示, 由于梁肋的间距小, 板厚很小, 梁高也较肋梁楼盖小, 结构自重较轻。双向密肋楼盖近年来采用预制塑料模壳克服了支模复杂的缺点而应用增多。

(4) 无梁楼盖

如图 2—1(e) 所示, 板直接支承于柱上, 不设置梁, 荷载由板传至柱或墙。无梁楼盖的结构高度小, 净空大, 支模简单, 但用钢量较大。

在实际工程中采用何种楼盖形式, 应根据房屋的性质、平面尺寸、荷载大小、采光、通风以及技术经济等因素进行综合考虑。

3. 按预加应力情况分类

混凝土楼盖按预加应力情况可分为钢筋混凝土楼盖和预应力混凝土楼盖。

预应力混凝土楼盖应用最普遍的是无粘结预应力混凝土平板楼盖; 当柱网尺寸较大时, 它可有效减小板厚, 降低建筑层高。

2.1.2 单向板和双向板

肋梁楼盖中每一区格的板一般在四边都有梁或墙支承, 形成四边支承板。

根据板的支承形式及长、短边长度的比值, 板可以分为单向板和双向板。在荷载作用下, 只在一个方向弯曲或者主要在一个方向弯曲的板, 称为单向板; 在两个方向弯曲, 且不能忽略任一方向弯曲的板, 称为双向板。为了方便设计, 混凝土板应按下列原则进行计算:

- ① 两对边支承的板和单对边支承的悬臂板, 应按单向板计算;
- ② 四边支承的板(或邻边支承或三边支承的板)应按下列规定计算:
 - a. 当长边与短边长度之比大于或等于 3 时, 可按沿短边方向受力的单向板计算;
 - b. 当长边与短边长度之比小于或等于 2 时, 应按双向板计算;
 - c. 当长边与短边长度之比介于 2 和 3 之间时, 宜按双向板计算; 当按沿短边方向受力的单向板计算时, 应沿长边方向布置足够数量的构造钢筋。

2.2 单向板肋梁楼盖

单向板肋梁楼盖的设计步骤为:

- ① 进行结构平面布置, 并对梁板进行分类编号, 初步确定板厚和主、次梁的截面尺寸;
- ② 确定板和主、次梁的计算单元和计算简图, 同时确定出计算跨度(或净跨度);
- ③ 进行梁、板上的荷载计算;
- ④ 进行梁、板的内力分析;
- ⑤ 进行梁、板截面配筋计算及确定构造措施;
- ⑥ 绘制结构施工图, 包括结构布置图和配筋图。



2.2.1 结构平面布置

单向板肋梁楼盖的结构布置一般取决于建筑功能要求,在结构上应力求简单、整齐、经济适用。结构布置包括柱网、承重墙、梁格和板的布置。进行结构平面布置时,柱网尽量布置成长方形或正方形。单向板肋梁楼盖一般由板、次梁和主梁组成,其主要传荷路径为:板→次梁→主梁→柱或墙→基础→地基。单向板肋梁楼盖中,次梁的间距决定了板的跨度,主梁的间距决定了次梁的跨度,柱距(或柱与墙间的距离)则决定了主梁的跨度。

根据工程实践,单向板、次梁和主梁的常用跨度为:

单向板:1.7~2.5 m,荷载较大时取较小值,一般不宜超过3.5 m;次梁:4~6 m;主梁:5~8 m。

单向板肋梁楼盖结构平面布置通常有以下三种方案。

①主梁横向布置,次梁纵向布置,如图2-2(a)所示,其优点是主梁和柱可形成横向框架,房屋的横向刚度大,而各榀横向框架之间由纵向次梁相连,故房屋的整体性较好。此外,由于主梁与外纵墙垂直,在外纵墙上可开较大的窗,对室内采光有利;

②主梁纵向布置,次梁横向布置,如图2-2(b)所示,这种布置适用于横向柱距比纵向柱距大得多的情况。它的优点是减小了主梁的截面高度,增大室内净高;

③只布置次梁,不设主梁,如图2-2(c)所示,它仅适用于有中间走道的楼盖。

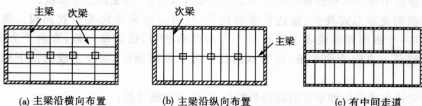


图 2-2 梁的布置

进行楼盖的结构平面布置时,应注意以下问题:

(1) 受力合理

荷载传递要简捷,梁宜拉通;主梁跨间最好不要只布置一根次梁,以减小主梁跨间弯矩的不均匀;尽量避免把梁,特别是主梁搁置在门、窗过梁上;在楼(屋)面上有机设备、冷却塔、悬挂装置等荷载比较大的位置宜设次梁;楼板上开有较大尺寸(边长大于800 mm)的洞口时,应在洞口周边设置加劲的小梁。梁格布置应尽可能是等跨的,且最好边跨比中间跨稍小(约在10%以内),因边跨弯矩较中间跨大些。

(2) 满足建筑要求

不封闭的阳台、厨房和卫生间的楼面标高宜低于其他部位30~50 mm(目前,室内地面装修时,也常做平);当不做吊顶时,一个房间平面内不宜只布置一根梁。

(3) 方便施工

梁的截面种类不宜过多,梁的布置尽可能规则,梁截面尺寸应考虑设置模板的方便,特

别是采用钢模板时。

2.2.2 计算简图

结构构件的计算简图包括计算模型和计算荷载两个方面。

1. 计算模型及简化假定

单向板肋梁楼盖的板、次梁和主梁分别支承在次梁、主梁、柱(或墙)上,计算模型一般为连续板或连续梁。

确定计算简图时,采用如下简化假定:

① 支座可以自由转动,但没有竖向位移。

即不论支座是梁还是墙,均视为铰支座;由此所引起的误差,可在计算时所取的跨度、荷载和弯矩值中加以调整。

但是,对于支承在混凝土柱上的主梁,当主梁与柱的线刚度比小于 5 时,主梁可视为与柱刚接,应按框架梁计算内力;

② 在确定板传给次梁的荷载以及次梁传给主梁的荷载时,分别忽略板、次梁的连续性,按简支构件计算支座竖向反力;

③ 跨度不等时,如相邻计算跨度相差 $\leq 10\%$,可作为等跨计算;

④ 跨数超过五跨的连续梁、板,当各跨荷载相同或跨度相差 $\leq 10\%$ 时,可按五跨的等跨连续梁、板计算,即中间各跨均以第三跨代表,如图 2-3 所示;当连续梁、板跨数小于等于五跨时,应按实际跨数确定。

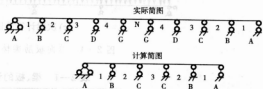


图 2-3 连续梁、板的计算简图

2. 计算单元

对于单向板,可取 1 m 宽的板带作为计算单元,如图 2-4(a) 中所用阴影线表示的范围内的楼面均布荷载便是该板带承受的荷载,这一负荷范围称为从属面积,即计算构件负荷的楼面面积。

次梁承受板传来的均布线荷载,主梁承受次梁传来的集中荷载,由上述假定②可知一根次梁的负荷范围以及次梁传给主梁的集中荷载范围,如图 2-4 所示。

由于主梁的自重所占比例不大,为了计算方便,可将其换算成集中荷载加到次梁传来的集中荷载内。

3. 计算跨度

肋梁楼盖中梁、板内力可按弹性理论或塑性理论计算。

梁、板的计算跨度是指在计算弯矩时所采用的跨间长度。一跨的计算跨度理论上应取该跨两端支座处转动点之间的距离。

当按弹性理论计算时,计算跨度一般取两支座反力之间的距离,即中间各跨取支承中心线之间的距离;边跨由于端支座情况有差别,与中间跨的取值方法不同。当按塑性理论计算时,计算跨度则由塑性铰的位置确定。梁、板的计算跨度通常按表 2-1 计算。

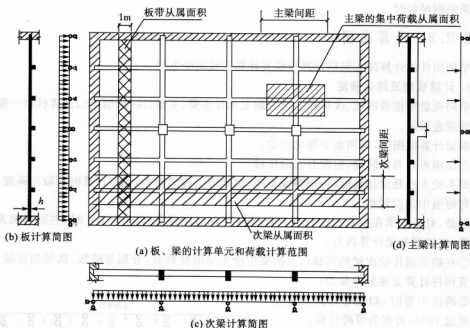


图 2-4 单向板肋梁楼盖的计算简图

表 2-1 梁、板的计算跨度

按弹性理论计算	单跨	两端搁置	且	$l_0 = l_n + a$ $l_0 \leq l_n + h$ (板) $l_0 \leq 1.05l_n$ (梁)
		一端搁置、一端与支承构件整浇	且	$l_0 = l_n + a/2$ $l_0 \leq l_n + h/2$ (板) $l_0 \leq 1.025l_n$ (梁)
		两端与支承构件整浇		$l_0 = l_n$
	多跨	边跨	且	$l_0 = l_n + a/2 + b/2$ $l_0 \leq l_n + h/2 + b/2$ (板) $l_0 \leq 1.025l_n + b/2$ (梁)
		中间跨	且	$l_0 = l_n$ $l_0 \leq 1.1l_n$ (板) $l_0 \leq 1.05l_n$ (梁)
	按塑性理论计算	多跨	两端搁置	且
一端搁置、一端与支承构件整浇			且	$l_0 = l_n + a/2$ $l_0 \leq l_n + h/2$ (板) $l_0 \leq 1.025l_n$ (梁)
两端与支承构件整浇				$l_0 = l_n$

注: l_0 ——板、梁的计算跨度; l_n ——支座中心线间距离; l_n ——板、梁的净跨度;

a ——板、梁的支承长度; b ——中间支座宽度; h ——板厚。

4. 荷载取值及折算

(1) 荷载分类和取值

楼盖上的荷载有永久(恒)荷载和可变(活)荷载两类。永久荷载包括结构自重、构造层重和固定设备等。可变荷载包括人群荷载、堆料、临时设备等,对于屋盖还有雪荷载和积灰荷载等。永久荷载和可变荷载的标准值及其与荷载代表值计算相应的各项系数,应用时直接查《荷载规范》确定;同时,注意可变荷载的折减问题。

(2) 荷载折算

上述简化假定①中,将梁(或板)的支承视为铰支座,没有考虑次梁对板、主梁对次梁转动的约束作用。当梁、板搁置在墙体上时,这样的假定是接近正确的。

对于等跨连续板,当板与次梁整浇时,在恒荷载作用下,次梁的扭转抵抗对板影响较小。因为次梁两侧的板均有相同的荷载,此时板在中间支座发生的转角 θ 很小,次梁的扭转抵抗没有发挥作用。但是,当活荷载隔跨布置时,情况则不相同,次梁的扭转抵抗将阻止板自由转动,使板在支承处的转角 θ' 比较支承时的转角 θ 小,如图2-5(a)和(b)所示,使板的跨内弯矩有所降低、支座负弯矩相应也有所增加。类似的情况也发生在次梁与主梁之间。

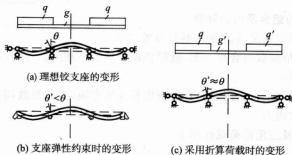


图 2-5 连续梁和单向连续板的折算荷载

为了考虑支座抵抗转动的影响,使板、次梁的内力计算值更接近于实际,目前一般采用的比较简便的修正方法是在保持总荷载不变的条件下,增大恒荷载,减小活荷载,即在计算板和次梁的内力时,采用折算荷载,如图2-5(c)所示。

$$\text{连续板} \quad g' = g + q/2 \quad q' = q/2 \quad (2-1)$$

$$\text{连续次梁} \quad g' = g + q/4 \quad q' = 3q/4 \quad (2-2)$$

式中 g, q ——单位长度上恒荷载、活荷载设计值;

g', q' ——单位长度上折算恒荷载、折算活荷载设计值。

当板或梁搁置在砌体或钢结构上时,则荷载不作折算。主梁按连续梁计算时,一般柱的刚度较小,柱对梁的约束作用小,故对主梁荷载不进行折算。

2.2.3 连续梁、板按弹性理论的内力计算

1. 活荷载的最不利布置

楼盖所受活荷载的位置是变化的。对于单跨梁,显然当全部恒荷载和活荷载同时作用时将产生最大内力;但对于多跨连续梁的某一指定截面,当所有荷载同时布满梁上各跨时引



起的内力未必为最大。欲使设计的连续梁在各种可能的荷载布置下都能可靠使用,就必须求出在各截面上可能产生的最不利内力,即必须考虑活荷载的最不利布置。

如图 2-6 所示为五跨连续梁在不同跨间布置荷载时梁的弯矩图和剪力图,从中可以看出内力变化规律。例如当活荷载作用在某跨时,该跨跨中为正弯矩,邻跨跨中为负弯矩,然后正负弯矩相抵。由此,可以得出连续梁各截面活荷载最不利布置的原则为:

①求某跨跨内最大正弯矩时,应在本跨布置活荷载,然后隔跨布置;

②求某跨跨内最大负弯矩时,本跨不布置活荷载,而在其左右邻跨布置,然后隔跨布置;

③求某支座最大负弯矩或支座左、右截面最大剪力时,应在该支座左右两跨布置活荷载,然后隔跨布置。

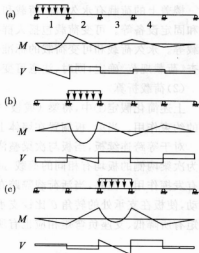


图 2-6 荷载不同布置时连续梁的内力图

2. 荷载的最不利组合及内力计算

根据上述原则可以确定活荷载最不利布置的各种情况,它们分别与恒荷载组合在一起,就得到荷载的最不利组合;同时,可按《结构力学》中的方法进行内力计算。

对于等跨连续梁、板,可由附录 1 直接查出相应的弯矩、剪力系数,利用下列公式计算跨内或支座截面的最大内力。

(1)在均布荷载及三角形荷载作用下

$$M = k_1 g l^2 + k_2 q l^2 \quad (2-3)$$

$$V = k_3 g l + k_4 q l \quad (2-4)$$

(2)在集中荷载作用下

$$M = k_5 G l + k_6 Q l \quad (2-5)$$

$$V = k_7 G + k_8 Q \quad (2-6)$$

式中 g 、 q ——单位长度上的均布恒荷载设计值、均布活荷载设计值;

G 、 Q ——集中恒荷载设计值、集中活荷载设计值;

l ——计算跨度;

k_1 、 k_2 、 k_4 、 k_5 ——附表 1-1~附表 1-4 中相应栏中的弯矩系数;

k_3 、 k_4 、 k_7 、 k_8 ——附表 1-1~附表 1-4 中相应栏中的剪力系数。

对于跨度相对差值小于 10% 的不等跨连续梁、板,其内力也可近似按等跨连续梁、板进行分析。计算跨内截面弯矩时,采用各自跨的计算跨度;而计算支座截面弯矩时,采用相邻两跨计算跨度的平均值。

3. 内力包络图

将同一结构在各种荷载的最不利组合作用下的内力图(弯矩图或剪力图)叠画在同一坐标图中,其外包线所形成的图形就称为内力包络图。内力包络图反映出各截面可能产生的最大内力图,并且该图是设计时选择截面和布置钢筋的依据。图 2-7 所示为承受均布荷载

的五跨连续梁的弯矩包络图和剪力包络图。

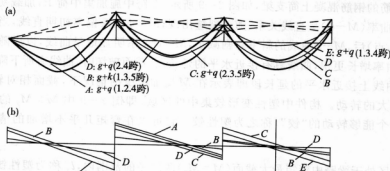


图 2-7 均布荷载下五跨连续梁的内力包络图

4. 支座弯矩和剪力设计值

按弹性理论计算连续梁、板内力时,中间跨的计算跨度取支座中心线间的距离,这样求出的支座弯矩和支座剪力都是指支座中心处的。当梁、板与支座整浇时,支座边缘处的截面内力虽然比支座中心线处小,但是该处的截面高度比支座中心处的小很多,因此控制截面应在支座边缘处,如图 2-8 所示,内力设计值按下列公式计算:

$$\text{弯矩设计值} \quad M = M_c - V_c \cdot \frac{b}{2} \quad (2-7)$$

剪力设计值

$$V = V_c - (g+q) \cdot \frac{b}{2} \quad (\text{均布荷载}) \quad (2-8)$$

$$V = V_c \quad (\text{集中荷载}) \quad (2-9)$$

式中 M, V ——支座边缘处的弯矩、剪力设计值;

M_c, V_c ——支座中心处的弯矩、剪力设计值;

V_c ——按简支梁计算的支座中心处的剪力设计值,取绝对值;

b ——支座宽度。

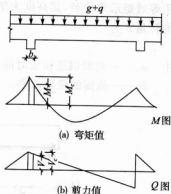


图 2-8 内力设计值修正

2.2.4 连续梁、板按塑性理论方法的内力计算

1. 超静定结构的塑性内力重分布

混凝土连续梁、板按弹性理论方法设计时,存在两个主要问题:一是当计算简图和荷载确定以后,截面的内力与荷载成线性关系,即各截面间弯矩、剪力等内力的分布规律始终是不变的;二是只要任何一个截面的内力达到其承载力设计值时,就认为整个结构达到其极限承载力。

试验表明,无论是钢筋混凝土材料还是在不同加载阶段的混凝土结构,均具有非弹性性质。按弹性理论计算其内力,不能反映结构的刚度随荷载而改变的特点,与已考虑材料塑性性质的截面计算理论也不协调。



(1) 钢筋混凝土梁中的塑性铰

对一适筋的钢筋混凝土简支梁,如图 2—9 所示,在跨中施加集中荷 P ,加载初期跨中截面的弯矩—曲率($M-\phi$)呈直线关系,随着裂缝出现, $M-\phi$ 关系偏离初期直线,当受拉纵筋达到屈服(A 点)后, $M-\phi$ 曲线的斜率急剧减小, $M-\phi$ 关系明显地呈曲线,以后随着材料塑性性的发展,曲率增长更快,曲线具有接近水平的延长段,截面破坏时,曲线有所下降。

$M-\phi$ 曲线上接近水平的延长段即表示在 M 增加极少的情况下,截面相对转角剧增,截面产生很大的转动。构件中塑性变形较集中的区域(即图 2—9 中 $M > M_y$ 的部分),表现得犹如一个能够转动的“铰”,称之为塑性铰。它可以在弯矩几乎不增加的情况下继续转动。

塑性铰区处于梁跨中弯矩最大截面($M = M_u$)两侧 $\frac{l}{2}$ 的范围内, l_y 称为塑性铰长度。图 2—9 中实线为曲率的实际分布,虚线为计算时假定的曲率分布,将曲率分为弹性部分和塑性部分(图中的阴影部分)。塑性铰的转角 θ 理论上可由塑性曲率的积分来计算,若将其分布用等效矩形来代替,其高度为塑性曲率($\phi_u - \phi_y$),则宽度(或等效区域长度) $\bar{l}_y < l_y$,塑性铰的转角 θ 为

$$\theta = (\phi_u - \phi_y) \bar{l}_y \quad (2-10)$$

式中 ϕ_y ——截面钢筋屈服时曲率;

ϕ_u ——截面的极限曲率。

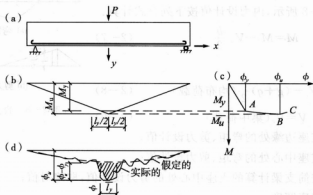


图 2—9 钢筋混凝土受弯构件的塑性铰

(a) 构件 (b) 弯矩 (c) $M-\phi$ 曲线 (d) 曲率

影响 \bar{l}_y 的因素很多,要得到实用而足够准确的计算公式,还要做进一步的研究工作。

塑性铰与理想铰是存在区别的,主要表现在以下三方面:

- ① 理想铰不能承受任何弯矩,而塑性铰能承受一定的弯矩;
- ② 理想铰集中于一点,而塑性铰具有一定的长度;
- ③ 理想铰在两个方向都可产生无限的转动,而塑性铰只是有限转动的单向铰,只能在弯矩作用方向作有限的转动。

塑性铰包括钢筋铰和混凝土铰两类。对于配置具有明显屈服点钢筋的适筋梁或大偏心受压构件,随着弯矩的增加,受拉钢筋先达到屈服强度,此时受压混凝土尚未达到极限抗压

变,由于钢筋屈服后产生较大的塑性变形使截面发生塑性转动,而后混凝土被压碎,构件发生破坏,此种塑性铰形成的起因是受拉钢筋屈服,故称为钢筋铰。对于超筋梁或小偏心受压构件,一般在破坏时,受拉钢筋不会屈服,转动主要由受压区混凝土的非弹性变形引起,故此产生的塑性铰称为混凝土铰,它的转动量很小,截面破坏突然。

(2) 塑性内力重分布和应力重分布

超静定结构的内力不仅与荷载有关,而且还与结构的计算简图以及各部分抗弯刚度的比值有关。如果计算简图或抗弯刚度的比值发生变化,内力也要随之变化。

钢筋混凝土连续梁、板是超静定结构,在弹性工作阶段各截面内力之间的关系是由各构件弹性刚度确定的;到了带裂缝工作阶段,裂缝截面的刚度小于未开裂截面的刚度;当内力最大截面进入破坏阶段出现塑性铰后,结构的计算简图也改变了,致使构件各截面内力之间的关系改变得更大。这种由于超静定钢筋混凝土结构的非弹性性质而引起的各截面内力之间的关系不再遵循线性弹性关系的现象,称为内力重分布(或塑性内力重分布)。只有超静定混凝土结构才具有内力重分布现象。对静定混凝土结构是不存在的,因为静定结构的内力与截面抗弯刚度无关。

应力重分布是指由于混凝土的非弹性性质,使截面上的应力沿截面高度分布不再服从线弹性分布规律的现象,如适筋梁在弹性工作阶段,应力沿截面高度的分布近似为直线,到了带裂缝工作阶段和破坏阶段,应力沿截面高度的分布就不再是直线了,即发生了应力重分布。不论对静定的还是超静定混凝土结构都存在应力重分布现象。

(3) 内力重分布的过程

由于内力重分布,超静定混凝土结构的实际承载能力往往比按弹性理论方法计算的承载力高,所以按塑性理论方法设计(即考虑内力重分布的方法设计),可进一步发挥结构的承载力储备。

为了进一步说明内力重分布的概念,理解内力重分布的过程,现以承受集中荷载的两跨连续梁为例,来分析中间支座截面及荷载作用点(跨中截面)处,弯矩随荷载变化的情况。

假定支座截面和跨中截面的截面尺寸和配筋相同,因此跨内截面和支座截面 B 处的受弯承载力相同,即 $M_{\phi u} = M_{B_u}$ 。

① 塑性铰形成前

当集中力 P 很小,混凝土尚未开裂,整个梁接近于弹性体系,各部分截面抗弯刚度的比值未改变,弯矩分布由弹性理论方法确定,用结构力学方法可以得到如图 2-10(a)所示弯矩图。从图中可知, $M_{\phi} < M_B$ 。由于 $\frac{M_{\phi}}{M_{\phi u}} < \frac{M_B}{M_{B_u}}$,故支座 B 先达到受弯承载力,即先形成塑性铰。

当加载至 B 支座截面的弯矩值 M_B 达到 M_{B_u} 时, B 支座截面受拉钢筋屈服后,形成塑性铰,此时梁并未丧失承载能力,如图 2-10(b)所示。塑性铰能承担的弯矩为 M_{B_u} ,相应的荷载值为 P_1 可由下式计算

$$M_{B_u} = \frac{3}{16} P_1 l$$

与此同时,跨中截面的承受的弯矩为:

$$M_{\phi_1} = \frac{5}{32} P_1 l$$

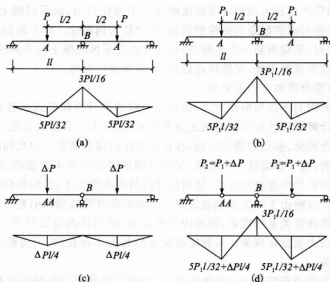


图 2—10 两跨连续梁的内力重分布

②塑性铰形成后

中间支座 B 截面形成塑性铰后,梁从一次超静定连续梁转变成两根简支梁,如图 2—10(c)所示:由于跨中截面承载力尚未耗尽,跨中截面的受弯承载力还有, $\Delta M_{\text{中}} = M_{\text{中}} - M_{\text{中}}$,因此还可继续承受荷载 ΔP ,直至跨中截面也出现塑性铰,即 ΔP 产生的弯矩 $\Delta M_{\text{中}} = \Delta M_{\text{中}}$,梁形成几何可变体系而宣告破坏,则此时梁承受的总荷载为 $P_2 = P_1 + \Delta P$ 。跨内弯矩 $\Delta M_{\text{中}}$ 按下式计算:

$$\Delta M_{\text{中}} = \frac{1}{4} \Delta Pl$$

由上述简单例子,可以得出以下具有普遍意义的结论:

①具有塑性性能的钢筋混凝土超静定结构,某一截面出现塑性铰,并不一定表明该结构丧失承载能力,只有当结构上出现足够数目的塑性铰,以致使结构成为几何可变体系或局部破坏时,整个结构才丧失承载能力;这说明具有塑性性能的钢筋混凝土超静定结构从出现塑性铰到形成几何可变体系之间还有相当大的强度储备,如果在设计中利用这部分强度储备,就可以节约材料,取得良好的经济效益;

②对于钢筋混凝土多跨连续梁,每形成一个塑性铰,就相当于减少一次超静定次数,内力发生一次较大的重分布,对于 n 次超静定结构,可出现 n 个塑性铰,最后结构破坏;

③超静定结构的内力重分布贯穿于裂缝产生到结构破坏的整个过程中,这个过程又可分为混凝土开裂到出现第一个塑性铰以及出现第一个塑性铰到结构破坏两个阶段,前一阶段内力重分布是由于最大弯矩截面首先出现裂缝,且裂缝的开展,引起各截面之间的相对刚度发生变化,因而导致内力重分布,称为弹塑性内力重分布;钢筋屈服之前,各截面相对刚度变化不显著,故此阶段的内力重分布幅度较小。后一阶段主要由于塑性铰的形成而使结构计算简图发生改变,即改变结构的传力性能所引起的内力重分布,此阶段的内力重分布比前一阶段更为显著,称其为塑性内力重分布。



(4) 内力重分布的意义

目前,在超静定混凝土结构设计中,结构的内力分析与构件的截面设计是不相协调的。结构的内力分析采用弹性理论方法,而构件的截面设计考虑了材料为塑性件能按极限状态设计的原则。但是超静定混凝土结构在承受荷载过程中,由于混凝土的非弹性变形、裂缝的出现和发展、钢筋的锚固滑移以及塑性铰的形成和转动等因素的影响,结构构件的刚度在各受力阶段不断发生变化,从而使结构的实际内力与变形和按刚度不变的弹性理论算得的结果明显不同。所以在设计混凝土连续梁、板时,恰当地考虑结构的内力重分布,可以使结构的内力分析与截面设计相协调。同时,还具有以下优点:

- ①能够正确地计算结构的承载力和验算使用阶段的变形与裂缝宽度;
- ②可以使结构在破坏时有较多的截面达到极限承载力,从而充分发挥结构的潜力,有效地节约材料;
- ③利用结构的内力重分布现象,可降低支座截面弯矩的设计值,合理地调整钢筋布置,将使支座配筋拥挤的状况得到改善而便于施工;
- ④根据结构的内力重分布现象,在一定条件下可以人为控制结构中的弯矩分布,从而使设计得以简化。

(5) 影响内力重分布的因素

若超静定结构中各塑性铰都具有足够的转动能力,保证结构加载后能按照预期的顺序先后形成足够数目的塑性铰,以致最后形成几何可变体系而破坏,这种情况称为充分的内力重分布。

但是,塑性铰的转动能力是有限的,受到截面配筋率和材料极限应变值的限制。如果完成充分的内力重分布过程所需要的转角超过了塑性铰的转动能力,则在尚未形成预期的破坏机构以前,早出现的塑性铰已经因为受压区混凝土达到极限压应变值而“过早”被压碎,这种情况属于不充分内力重分布。

如果在形成破坏机构之前,截面因受剪承载力不足而破坏,内力也不可能充分地重分布。此外,在设计中除了要考虑承载力极限状态外,还要考虑正常使用极限状态。结构在正常使用阶段,裂缝宽度和挠度也不宜过大。

根据上述分析,影响内力重分布的主要因素是以下三个:

①塑性铰的转动能力。纵向钢筋的配筋率、钢材的品种和混凝土的极限压应变是影响塑性铰的转动能力的主要因素。截面的极限曲率为 $\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{x}$,配筋率越低,受压区高度 x 就越小,故 ϕ_u 越大,塑性铰转动能力越大;混凝土的极限压应变 ϵ_{cu} 越大, ϕ_u 越大,塑性铰转动能力也越大。混凝土强度等级提高时,极限压应变 ϵ_{cu} 减小,转动能力下降。普通热轧钢筋具有明显的屈服台阶,伸长率较大,塑性铰转动能力也较大;

②斜截面承载力。要想实现预期的内力重分布,其前提条件之一是在破坏机构形成前,不能发生因斜截面承载力不足而引起的破坏,否则将阻碍内力重分布继续进行。国内外的试验研究表明,支座出现塑性铰后,连续梁的受剪承载力比不出现塑性铰的梁低;加载过程中,连续梁首先在中间支座和跨内出现垂直裂缝,随后在梁的中间支座两侧出现斜裂缝。一些破坏前支座已形成塑性铰的梁,在中间支座两侧的剪跨段,纵筋和混凝土之间的粘结有明显破坏,有的甚至还出现沿纵筋的劈裂裂缝;剪跨比越小,这种现象越明显。试验量测表明,随着荷载增加,梁上反弯点两侧原处于受压工作状态的钢筋,将会由受压状态变为受拉,这种因纵筋和



混凝土之间粘结破坏所导致的内力重分布,使纵向钢筋出现了拉力增量,而此拉力增量只能依靠增加梁截面剪压区的混凝土压力来维持平衡,这样,势必会降低梁的受剪承载力。因此,为了保证连续梁内力重分布能充分发展,结构构件必须要有足够的受剪承载力;

③正常使用条件。如果最初出现的塑性铰转动幅度过大,塑性铰附近截面的裂缝就可能开得过大,结构的挠度过大,不能满足正常使用要求。因此,在考虑内力重分布时,应对塑性铰的允许转动量予以控制,也就是要控制内力重分布的幅度。一般要求在正常使用阶段不应出现塑性铰。

(6) 内力重分布计算方法的适用范围

考虑内力重分布的计算方法是以形成塑性铰为前提的,因此下列情况不宜采用:

①在使用阶段不允许出现裂缝或对裂缝有较严格限制的结构,如水池,自防水屋面,以及处于侵蚀性环境中的结构;

②直接承受动力和重复荷载的结构;

③预应力混凝土结构和二次受力叠合结构;

④要求有较高承载力储备的结构,如主梁。

2. 连续梁、板按弯矩调幅法的内力计算

(1) 调幅法的概念和原则

考虑塑性内力重分布的计算方法有极限平衡法、塑性铰法、变刚度法、强迫转动法、弯矩调幅法以及非线性全过程分析方法等。其中,弯矩调幅法最为实用、方便,因此一直为许多国家的设计规范所采用。

弯矩调幅法简称调幅法,它是在弹性方法计算的弯矩值基础上,将选定的某些首先出现塑性铰截面的弯矩值,按内力重分布原理加以调整,然后按调整后的内力进行截面设计。

截面弯矩调整的幅度用调幅系数 β 表示,即

$$\beta = \frac{M_e - M_s}{M_e} \quad (2-11)$$

即

$$M_s = (1 - \beta) M_e \quad (2-12)$$

式中 β ——调幅系数;

M_e ——按弹性方法计算的弯矩设计值;

M_s ——调幅后的弯矩设计值。

根据理论和试验研究结果及工程实践,采用弯矩调幅法应遵循以下原则:

①为了保证塑性铰具有足够的转动能力,使整个结构或局部形成几何可变体系才丧失承载力。受力钢筋宜采用 HRB335 级、HRB400 级热轧钢筋,混凝土强度等级宜在 C20~C45 范围;截面的相对受压区高度 ξ 不应超过 0.35,也不宜小于 0.1;

②为了避免塑性铰出现过早、转动幅度过大,使梁的裂缝宽度及变形过大,应控制支座截面的弯矩调整幅度,调幅系数 β 以不超过 0.2 为宜;

③连续梁、板各跨中截面的弯矩不宜调整,其弯矩设计值 M 可取考虑荷载最不利布置并按弹性方法计算的弯矩设计值和按下式计算弯矩设计值中的较大者。

$$M = 1.02 M_0 - \frac{|M_l + M_r|}{2} \quad (2-13)$$

式中 M_0 ——按简支梁计算的跨中弯矩设计值;

M_l, M_r ——连续梁或连续单向板的左、右支座截面弯矩调幅后的设计值。

④调幅后支座和跨中截面的弯矩值均不宜小于 M_0 的 1/3;

⑤各控制截面的剪力设计值按荷载最不利布置和调幅后的支座弯矩由静力平衡条件计算确定;

⑥弯矩调幅后引起结构内力图形和正常使用状态的变化,应进行验算,并由构造措施加以保证。

(2)用调幅法计算等跨连续梁、板的内力

为了方便计算、对工程中常用的承受均布荷载或间距相同、大小相等的集中荷载的等跨连续梁或等跨连续单向板,用调幅法导出内力系数,并制成表格,设计时可直接查表得出控制截面的内力系数并按下列公式计算弯矩设计值 M 和剪力设计值 V 。

①等跨连续梁

承受均布荷载

$$M = \alpha_m (g + q) l_0^2 \quad (2-14)$$

$$V = \alpha_v (g + q) l_n \quad (2-15)$$

承受间距相同、大小相等的集中荷载时

$$M = \eta \alpha_m (G + Q) l_0 \quad (2-16)$$

$$V = \alpha_v n (G + Q) \quad (2-17)$$

②等跨连续板

承受均布荷载

$$M = \alpha_m (g + q) l_0^2 \quad (2-18)$$

式中 α_m ——连续梁、板的弯矩计算系数,按表 2-2 取值;

α_v ——连续梁的剪力计算系数,按表 2-3 取值;

g, q ——分别为作用在梁、板上的均布恒荷载和活荷载设计值;

G, Q ——分别为作用在梁上的一个集中恒荷载和活荷载设计值;

l_0 ——计算跨度,按塑性理论方法计算时的计算跨度见表 2-1;

l_n ——梁的净跨度;

η ——集中荷载修正系数按表 2-4 采用;

n ——跨内集中荷载的个数。

表 2-2 连续梁和连续单向板的弯矩计算系数 α_m

支承情况		截面位置				
		端支座	边跨跨中	离端第二 支座	离端第二跨 跨中	中间跨跨中
		A	I	B	II	C
梁、板搁置在墙上		0	1/11	二跨连续		
板	与梁整	-1/16	1/14	-1/10;	1/16	-1/14
梁	浇连接	-1/24		三跨以上连续		1/16
梁与柱整浇连接		-1/16	1/14	-1/11		

注:①表中系数适用于荷载比 $q/g > 0.3$ 等跨连续梁和等跨连续单向板;

②连续梁和连续单向板的各跨长度不等,但相邻两跨的长跨和短跨之比小于 1.10 时,仍可采用表中弯矩系数值;计算支座弯矩时,应取相邻两跨跨中的较大值,计算跨中弯矩时,应取本跨长度。

表 2-3 连续梁的剪力计算系数 α

支承情况	截面位置				
	端支座内侧	离端第二支座		中间支座	
搁置在墙上		外侧	内侧	外侧	内侧
梁或柱整体连接	0.45	0.60	0.55	0.55	0.55
	0.50	0.55			

表 2-4 集中荷载修正系数 η

荷载情况	截 面					
	A	I	B	II	C	III
当在跨中点处作用一个集中荷载时	1.5	2.2	1.5	2.7	1.6	2.7
当在跨中三分点处作用两个集中荷载时	2.7	3.0	2.7	3.0	2.9	3.0
当在跨中四分点处作用三个集中荷载时	3.8	4.1	3.8	4.5	4.0	4.8

对以上按塑性理论计算内力的几点说明:

①计算跨度。按弹性理论计算连续梁、板内力时,计算跨度一般取支座中心线之间的距离。按塑性理论计算时,由于连续梁、板的支座边缘截面形成塑性铰,故计算跨度应取两支塑性铰之间的距离,因此对两端与梁或柱整体连接的梁、板,其计算跨度应取净跨度;对一端与梁或柱整体连接,另一端支承在砌体墙上的梁、板,其计算跨度原则上应取此端的塑性铰截面(支座边缘)至另一端支座中心线之间的距离,如表 2-1 所示。

采用净跨度后,由式(2-14)~式(2-18)所得支座处的截面内力,就是支座边缘处的内力,可由此直接计算所需纵筋数量。

②荷载及内力。次梁对板、主梁对次梁的转动约束作用,以及活荷载的不利布置等因素,在按弯矩调幅法分析结构时均已考虑。式(2-14)、式(2-16)以及式(2-18)所给出的为跨中最大正弯矩和支座边缘最大负弯矩(绝对值),这时对所计算的本跨而言,均布置有活荷载,即 $g' + q' = g + q$ 。因此计算时不需再考虑折算荷载,直接取用全部实际荷载。

因为内力系数是按均布荷载或间距相同、大小相等的集中荷载作用下考虑塑性内力重分布以后的内力包络图给出的,所以对承受上述荷载的等跨或跨度相差不大于 10% 的连续梁、板,不需再进行荷载的最不利组合,一般也不需再绘出内力包络图。

相邻两跨的长跨与短跨之比小于 1.10 的不等跨连续梁、板,在均布荷载或间距相同、大小相等的集中荷载作用下,各跨跨中及支座截面的弯矩设计值和剪力设计值仍可按上述等跨连续梁、板的规定计算。对于不满足上述条件的不等跨连续梁、板或各跨荷载值相差较大的等跨连续梁、板,可按下述简化方法进行计算。

①不等跨连续梁

按弯矩调幅法计算步骤进行计算:

- 按荷载最不利布置,用弹性理论计算各控制截面的弯矩最大值 M_c ;
- 采用调幅系数 β (一般不宜超过 0.2) 降低各支座截面弯矩;在进行正截面受弯承载力计算时,连续梁各支座截面的弯矩设计值可按下列公式计算:

当连续梁搁置在墙上时

$$M_a = (1 - \beta) M_0 \quad (2-19)$$

当连续梁两端与梁或柱整体连接时

$$M_a = (1 - \beta) M_0 - V_0 b / 3 \quad (2-20)$$

式中 V_0 ——按简支梁计算的支座剪力设计值；

b ——支座宽度。

c. 连续梁各跨中截面的弯矩不宜调整，其弯矩设计值取考虑荷载最不利布置并按弹性理论求得的最不利弯矩值和按式(2-13)算得的弯矩之间的较大值；

d. 连续梁各控制截面的剪力设计值，可按荷载最不利布置，根据调整后的支座弯矩，由平衡条件求得控制截面的剪力设计值，也可近似地取考虑活荷载最不利布置按弹性理论算得的剪力值。

②不等跨连续板

a. 计算从较大跨度板开始在下列范围内选定跨中的弯矩设计值

$$\text{边跨} \quad \frac{(g+q)l_0^2}{14} \leq M \leq \frac{(g+q)l_0^2}{11} \quad (2-21)$$

$$\text{中间跨} \quad \frac{(g+q)l_0^2}{20} \leq M \leq \frac{(g+q)l_0^2}{16} \quad (2-22)$$

b. 按照所选定的跨中弯矩设计值，由静力平衡条件，来确定较大跨度的两端支座弯矩设计值，再以此支座弯矩设计值为已知值，重复上述条件和步骤确定邻跨的跨中弯矩和相邻支座的弯矩值。

2.2.5 单向板肋梁楼盖的截面设计与构造要求

1. 单向板的截面设计与构造要求

(1) 截面设计

① 支承在次梁或砖墙上的连续板，一般可按塑性内力重分布的方法计算内力；

② 板的计算单元通常取为 1m 宽板带，按单筋矩形截面设计；

③ 板一般能满足斜截面受剪承载力要求，设计时可不进行受剪承载力计算；

④ 单向板作为连续板按塑性内力重分布方法计算内力时，板带在破坏时，负弯矩作用下，支座在上部开裂，跨中在正弯矩的作用下在下部开裂，这就使板的实际轴线成为拱形，当板的周边有限制板水平位移的梁时，在荷载作用下，将产生沿板平面方向的横向推力，如图 2-11 所示，该推力对板的承载力是有利因素，为了简化计算，在板内力计算时，不计入此推力的大小，而仅对板中各计算截面的弯矩给予折减，其折减的幅度视板的边界条件的刚度而定。《规范》规定：对四周与梁整体连接的单向板，其中间跨的跨中截面及中间支座截面的计算弯矩减少 20%，其他截面（如板的角区格、边跨的跨中截面及第一支座截面）则不予降低。



图 2-11 连续板的内拱作用

(2)构造要求

①板的厚度:在满足刚度、经济和施工要求下,其厚度应尽量薄些,但必须满足表 2—5 的规定;为了使板具有足够的刚度,板厚 h 应不小于板跨的 $1/40$ (连续板)、 $1/35$ (简支板)以及 $1/12$ (悬臂板);

②板的支承长度:应满足其受力钢筋在支座内锚固的要求,且一般不小于板厚。现浇板在砌体墙上的支承长度不宜小于 120 mm;

③简支板或连续板底部纵向受力钢筋伸入支座的锚固长度不应小于 $5d$ (d 为下部纵向受力钢筋的直径)。当连续板内温度、收缩应力较大时,伸入支座的锚固长度宜适当增加;

表 2—5 现浇钢筋混凝土板的最小厚度 mm

板的类别		厚度
单向板	屋面板	60
	民用建筑楼板	60
	工业建筑楼板	70
	行车道下的楼板	80
双向板		80
密肋板	肋间距小于或等于 700 mm	40
	肋间距大于 700 mm	50
悬臂板	板的悬臂长度小于或等于 500 mm	60
	板的悬臂长度大于 500 mm	80
无梁楼板		150

④板中受力钢筋

a. 钢筋的直径:受力钢筋一般采用 HPB235 级、HRB335 级和 HRB400 级钢筋,直径通常采用 6 mm、8 mm、10 mm 及 12 mm,当板厚较大的,钢筋直径可用 14~18 mm;对于支座负钢筋,为便于施工架力,宜采用较大直径;

b. 钢筋的间距:为了便于浇注混凝土,保证钢筋周围混凝土的密实性,板内钢筋间距不宜太密;为了使板能正常的承受外荷载,也不宜过稀;钢筋的间距一般为 70~150 mm;当板厚不超过 150 mm 时,不宜大于 200 mm;当板厚大于 150 mm 时,不宜大于 $1.5h$ (h 为板厚),且不宜大于 250 mm。由板中伸入支座的下部钢筋,其间距不应大于 400 mm,其截面面积不应小于跨中受力钢筋截面面积的 $1/3$;

c. 为了施工方便,选择板的跨中及支座受力钢筋时,一般宜使它们的间距相同而直径不同,但直径也不宜多于两种,选用钢筋的实际面积和计算面积不宜相差 $\pm 5\%$,有困难时也不宜超过 10%,以保证安全,并节约钢材;

d. 由于板在跨中一般承受正弯矩而在支座处承受负弯矩,因此在板跨中须配板底部的正钢筋,而在支座处往往配板面的负钢筋,因此连续板中受力钢筋的配置,可采用弯起式(一端弯起或两端弯起)或分离式。

弯起式配筋:将一部分跨中正弯矩钢筋在适当的位置(反弯点附近)弯起,并伸过支座后作负弯矩钢筋使用;延伸长度应满足覆盖负弯矩图和锚固的要求,如图 2—12(a)、(b)所示。

弯起式配筋锚固较好,可节约用钢量,但施工较复杂,目前弯起式配筋已很少应用。弯起式配筋可按跨中正弯矩的需要确定所需钢筋的直径和间距,然后在支座附近弯起 $1/2$ (隔一弯一) 以承受负弯矩,但最多不超过 $2/3$ (隔一弯二),如果弯起钢筋的截面面积还不满足支座处负钢筋的需要,可另加配直钢筋;通常取相同的钢筋间距。弯起钢筋的弯起角度一般为 30° ;当板厚超过 120 mm 时,应采用 45° 。采用弯起式配筋,应注意相邻两跨跨中及中间支座钢筋直径和间距互相配合,间距变化应有规律,钢筋直径种类不宜过多,以利于施工。

分离式配筋:跨中正弯矩钢筋宜全部伸入支座锚固,而在支座处另配负弯矩钢筋,负弯矩钢筋应能覆盖负弯矩区域并满足锚固要求,如图 2-12(c) 所示。由于其锚固较差,且耗钢量稍高,所以当板 $h \leq 120\text{ mm}$,且所受荷载不大时,为方便施工而采用。分离式配筋已成为工程中主要采用的配筋方式。

为了保证锚固可靠,板内伸入支座的下部正钢筋采用半圆弯钩;对于上部负钢筋,为了保证施工时钢筋的设计位置,宜做成直抵模板的直钩。因此,直钩部分的钢筋长度为板厚减去保护层厚度;

e. 钢筋的弯起和截断:对承受均布荷载的等跨或相邻跨度相差不大于 20% 的多跨连续单向板,钢筋弯起和截断的位置一般可按图 2-12 直接确定。采用弯起式配筋时,跨中正弯矩钢筋在距支座边 $l_n/6$ 处弯起 $1/2 \sim 2/3$,以承受支座处的负弯矩。支座处的负弯矩钢筋,可在距支座边不小于 a 的距离处截断,其取值如下:当 $q/g \leq 3$ 时, $a = l_n/4$;当 $q/g > 3$ 时, $a = l_n/3$,此处 g 、 q 分别为恒荷载及活荷载设计值, l_n 为板的净跨度。

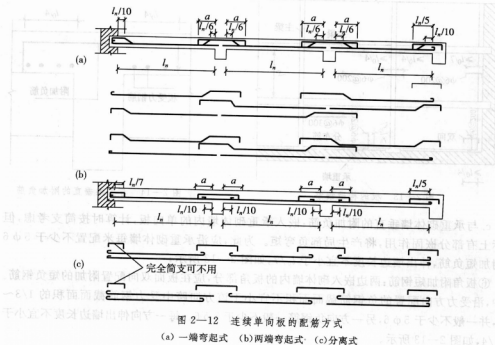


图 2-12 连续单向板的配筋方式

(a) 一端弯起式 (b) 两端弯起式 (c) 分离式

如果连续单向板相邻跨度差超过 20% 或各跨荷载相差较大时,受力钢筋的弯起和截断的位置则应按弯矩包络图确定。



⑤板中构造钢筋

a. 分布钢筋: 当按单向板设计时, 除沿受力方向布置受力钢筋外, 尚应在垂直受力方向布置分布钢筋, 分布钢筋应布置在受力钢筋的内侧, 如图 2—13 所示。它的作用是: 与受力钢筋组成钢筋网, 便于施工中固定受力钢筋的位置; 承受由于温度变化和混凝土收缩所产生的内力; 承受并分布板上局部荷载产生的内力; 对四边支承板, 可承受在计算中未计及但实际存在的长跨方向的弯矩。

分布钢筋宜采用 HPB235 和 HRB335 级钢筋, 常用直径为 6 mm 和 8 mm。《规范》规定: 单位长度上分布钢筋的截面面积不应小于单位宽度上受力钢筋截面面积的 15%, 且不宜小于该方向板截面面积的 0.15%。

分布钢筋的间距不宜大于 250 mm, 当温度变化较大或集中荷载较大时, 分布钢筋的截面面积应适当增加, 其间距不宜大于 200 mm;

b. 垂直于主梁的板面构造钢筋: 当现浇板的受力钢筋与梁平行时, 例如单向板肋梁楼盖的主梁, 此时靠近主梁梁肋的板面荷载将直接传给主梁而引起负弯矩, 这样将引起板与主梁相接的板面产生裂缝, 有时甚至开展较宽。

《规范》中规定: 应沿主梁长度方向配置间距不大于 200 mm 且与主梁垂直的上部构造钢筋, 其直径不宜小于 8 mm, 且单位长度内的总截面面积不宜小于板中单位宽度内受力钢筋截面面积的 1/3。该构造钢筋伸入板内的长度, 从梁边算起每边不宜小于板计算跨度 l_0 的 1/4, 如图 2—14 所示;

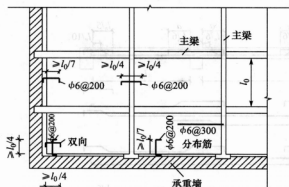


图 2—13 板的构造钢筋

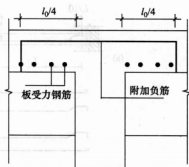


图 2—14 与主梁垂直的附加负筋

c. 与承重砌体墙垂直的附加负筋: 嵌入承重砌体墙内的单向板, 计算时按简支考虑, 但实际上有部分嵌固作用, 将产生局部负弯矩。为此, 应沿承重砌体墙每米配置不少于 5 ϕ 6 的附加短负筋, 伸出墙边长度不宜小于 $l_0/7$, 如图 2—13 所示;

⑥板角附加短钢筋: 两边嵌入砌体墙内的板角部分, 应在板面双向配置附加的短负钢筋。其中, 沿受力方向配置的负钢筋截面面积不宜小于该方向跨中受力钢筋截面面积的 1/3~1/2, 并一般不少于 5 ϕ 6, 另一方向负钢筋一般不少于 5 ϕ 6。每一方向伸出墙边长度不宜小于 $l_0/4$, 如图 2—13 所示。

2. 次梁的截面设计和构造要求

(1) 截面设计

①次梁按正截面受弯承载力确定纵向受拉钢筋时, 通常跨中按 T 形截面计算, 受压翼

缘计算宽度可按《混凝土结构设计原理》第4章有关规定确定；支座处翼缘处于受拉区，故按矩形截面计算；

②按斜截面受剪承载力确定腹筋，当荷载、跨度较小时，一般只利用箍筋抗剪；当荷载、跨度较大时，宜在支座附近设置弯起钢筋，以减少箍筋用量；

③当次梁考虑塑性内力重分布时，调幅截面的相对受区高度应满足 $\xi \leq 0.35$ ；

④考虑弯矩调整后，在斜截面受剪承载力计算中，为避免因出现剪切破坏而影响其内力重分布，在下列区段内应将计算所需的箍筋面积增大 20%；对集中荷载时，取支座边至最近一个集中荷载之间的区段；当为均布荷载时，取支座边至距支座边为 $1.05h_0$ 的区段，此处 h_0 为梁截面有效高度；

⑤当次梁的截面尺寸满足构造要求时，一般不必进行使用阶段的变形和裂缝宽度验算。

(2) 构造要求

①截面尺寸：一般次梁的高度 $h = (1/18 \sim 1/12)l$ ，宽度 $b = (1/3 \sim 1/2)h$ ；

②次梁在砌体墙上的支承长度为 240 mm；

③次梁的配筋构造要求与《混凝土结构设计原理》中受弯构件的配筋构造相同；

④配筋方式：对于相邻跨度相差不超过 20%，且均布活荷载和恒荷载的比值 $q/g \leq 3$ 的连续次梁，其纵向受力钢筋的弯起和截断，可按图 2-15 确定，否则应按弯矩包络图确定。

按图 2-15(a) 所示，中间支座负钢筋的弯起，第一排的上弯点距支座边缘为 50 mm；第二排、第三排上弯点距支座边缘分别为 h 和 $2h$ 。

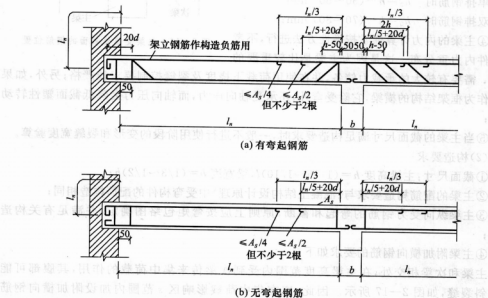


图 2-15 次梁的钢筋布置

支座处上部受力钢筋总面积为 A_s ，则第一批截断的钢筋面积不得超过 $A_s/2$ ，延伸长度从支座边缘起不小于 $l_n/5 + 20d$ (d 为截断钢筋的直径)；第二批截断的钢筋面积不得超过 $A_s/2$ ，延伸长度不小于 $l_n/3$ ；所余下的纵筋面积不小于 $A_s/4$ ，且不少于两根，可用来承担部



分负弯矩并兼作架立钢筋,其伸入边支座的锚固长度不得小于 l_a 。

位于次梁下部的纵向钢筋除弯起的外,应全部伸入支座,不得在跨间截断。下部纵筋伸入边支座和中间支座的锚固长度详见《混凝土结构设计原理》第5章的相关内容。

连续次梁因截面上、下均配置受力钢筋,所以一般均沿梁全长配置封闭式箍筋,第一根箍筋可距支座边 50 mm 处开始布置,同时在简支端的支座范围内,一般宜布置一根箍筋。

3. 主梁的截面设计与构造要求

(1) 截面设计

①按正截面受弯承载力确定纵向受力钢筋时,通常跨中按 T 形截面计算,受压翼缘计算宽度可按《混凝土结构设计原理》第4章有关规定确定;支座处因翼缘位于受拉区,故按矩形截面计算;

②斜截面受剪承载力确定腹筋,当荷载、跨度较小时,一般只利用箍筋抗剪;当荷载、跨度较大时,宜在支座附近设置弯起钢筋,以减少箍筋用量;

③主梁支座截面的有效高度 h_0 。在主梁支座处,由于板、次梁和主梁截面的上部纵向钢筋相互交叉重叠,如图 2-16 所示,且主梁负筋位于板和次梁的负筋之下,因此主梁支座截面的有效高度减小。在计算主梁支座截面纵筋时,截面有效高度 h_0 可取为:

单排钢筋时 $h_0 = h - (50 \sim 60) \text{ mm}$;

双排钢筋时 $h_0 = h - (70 \sim 80) \text{ mm}$;

④主梁的内力计算通常按弹性方法进行,不考虑塑件内力重分布。这是因为主梁是比较重要的

构件。需要较大的承载力储备,并在使用荷载下挠度及裂缝控制要求较严格;另外,如果主梁作为框架结构的横梁,它除受弯外,还承受轴向压力,而轴向压力会降低截面塑性转动能力;

⑤当主梁的截面尺寸满足构造要求时,一般不进行使用阶段的变形和裂缝宽度验算。

(2) 构造要求

①截面尺寸:主梁高度 $h = (1/15 \sim 1/10)l$, 梁宽度 $b = (1/3 \sim 1/2)h$;

②主梁的配筋构造要求与《混凝土结构设计原理》中受弯构件的配筋构造相同;

③主梁纵向受力钢筋的弯起和截断,原则上应按弯矩包络图确定,并满足有关构造要求;

④主梁附加横向钢筋的要求如下:

主梁和次梁相交处,在主梁高度范围内受到次梁传来集中荷载的作用,其腹部可能出现斜裂缝,如图 2-17 所示。因此,应在集中荷载影响区 s 范围内加设附加横向钢筋(箍筋、吊筋)以防止斜裂缝出现而引起局部破坏。位于梁下部或梁截面高度范围内的集中荷载应全部由附加横向钢筋承担,并应布置在长度为 $s = 2h_1 + 3b$ 的范围内,附加横向钢筋宜优先采用箍筋,如图 2-17(a)所示。当采用吊筋时,其弯起段应伸至梁上边缘,且末端水平段长度在受拉区不应小于 $20d$,在受压区不应小于 $10d$ (d 为吊筋的直径),如图 2-17(b)所示。

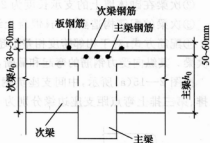


图 2-16 主梁支座处截面的钢筋位置

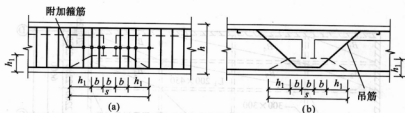


图 2-17 附加横向钢筋的布置

附加箍筋和吊筋的总截面面积按下式计算：

$$F_l \leq 2f_y A_s \sin \alpha + m \cdot n f_{yv} A_{sv1} \quad (2-23)$$

式中 F_l ——由次梁传递的集中力设计值；

f_y ——附加吊筋的抗拉强度设计值；

f_{yv} ——附加箍筋的抗拉强度设计值；

A_s ——单根附加吊筋的截面面积；

A_{sv1} ——附加单肢箍筋的截面面积；

n ——同一截面内附加箍筋的肢数；

m ——附加箍筋的排数；

α ——附加吊筋与梁轴线间的夹角。

在设计中，不允许用布置在集中荷载影响区内的受剪箍筋代替附加横向钢筋，此外，当传入集中力的次梁宽度过大时，宜适当减小由 $s = 2h_1 + 3b$ 所确定的附加横向钢筋布置宽度。当次梁与主梁高度相差过小时，宜适当增大附加横向钢筋的布置宽度。当主、次梁均承受由上部墙、柱传来的竖向荷载时，附加横向钢筋宜在规定的基礎上适当增大；

⑤主梁搁置在砌体上时，应设置梁垫，并进行砌体的局部受压承载力计算。

2.2.6 单向板肋梁楼盖设计例题

已知某现浇钢筋混凝土仓库楼盖，平面结构布置如图 2-18 所示，试设计此单向板肋梁楼盖。

1. 设计资料

①楼面均布活荷载标准值为 8 kN/m^2 ，恒荷载分项系数 $\gamma_G = 1.2$ ，活荷载分项系数 $\gamma_Q = 1.3$ ；

②材料：混凝土强度等级采用 C20，梁中受力纵筋采用 HRB335 级钢，其他钢筋采用 HPB235 级钢；

③楼面构造层做法：20 mm 厚水泥砂浆楼面面层，钢筋混凝土现浇板，15 mm 厚混合砂浆板底抹灰。

2. 结构布置

根据图 2-18 可知，主梁的跨度为 6.6 m，次梁的跨度为 6.0 m，板的跨度为 2.2 m。主梁每跨内布置两根次梁。

板的厚度 $h \geq \frac{l}{40} = \frac{2200}{40} = 55 \text{ mm}$ ，工业厂房楼板最小厚度为 80 mm，故取板厚 $h = 80 \text{ mm}$ 。

次梁：截面高度 $h = \left(\frac{1}{18} \sim \frac{1}{12}\right)l = \left(\frac{1}{18} \sim \frac{1}{12}\right) \times 6000 = 333 \sim 500 \text{ mm}$ ，取 $h = 450 \text{ mm}$ ，梁

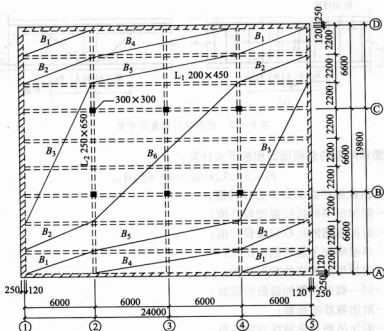


图 2-18 结构布置图

宽度取 $b=200$ mm。

3. 板的设计

板按考虑内力重分布方法计算。

(1) 荷载计算

永久荷载标准值:

20 mm 厚水泥砂浆楼面面层

$$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ kN/m}^2$$

80 mm 厚板自重

$$0.08 \times 25 = 2.0 \text{ kN/m}^2$$

15 mm 厚混合砂浆板底抹灰

$$0.015 \times 17 = 0.255 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k = 2.655 \text{ kN/m}^2$$

可变荷载标准值:

$$q_k = 8 \text{ kN/m}^2$$

荷载设计值(取 1 m 宽板带作为计算单元):

由可变荷载效应控制的组合 $g+q=1.2 \times 2.655 + 1.3 \times 8 = 13.59 \text{ kN/m}^2$

(2) 内力计算

板的几何尺寸和计算简图如图 2-19 所示。

计算跨度:

中间跨 $l_0 = l_n = 2200 - 200 = 2000 \text{ mm}$

边跨 $l_0 = l_n + \frac{h}{2} = 2200 - \frac{200}{2} - 120 + \frac{80}{2} = 2020 \text{ mm}$

$$l_0 = l_n + \frac{a}{2} = 2200 - \frac{200}{2} - 120 + \frac{120}{2} = 2040 \text{ mm} > 2020 \text{ mm}$$

故取 $l_0 = 2020 \text{ mm}$ 。

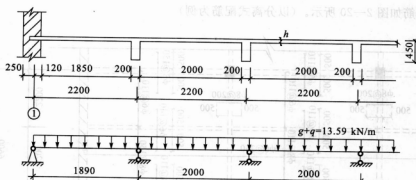


图 2-19 板的计算简图

边跨与中间跨的跨度差： $\frac{2020-2000}{2000}=1\%<10\%$

故可按等跨连续板计算内力。各截面弯矩如表 2-6 所示。

表 2-6 连续板各截面弯矩计算

截 面	边跨跨中	离端第二支座	离端第二跨跨中	中间支座
计算跨度 l_0/m	2.02	2.00	2.00	2.00
弯矩系数 α_m	1/11	-1/11	1/16	-1/14
弯矩 $M=\alpha_m(g+q)l_0^2/(\text{kN}\cdot\text{m})$	5.041	-4.924	3.398	3.883

(3) 截面配筋计算

板的有效高度为 $h_0=80-20=60\text{ mm}$ ，各截面配筋计算如表 2-7 所示。其中，轴线②~④间，其内区格板的四周与梁整体连接，故各跨跨中和中间支座应考虑板的内拱作用，计算时弯矩折减 20%。

表 2-7 板的配筋计算

位置	轴线①~②、④~⑤间板带				轴线②~④间板带			
	边跨跨中	离端第二支座	离端第二跨跨中	中间支座	边跨跨中	离端第二支座	离端第二跨跨中	中间支座
$M/(\text{kN}\cdot\text{m})$	5.041	4.942	3.398	3.883	5.041	4.942	2.718	3.106
$\alpha_s=\frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$	0.146	0.143	0.098	0.112	0.146	0.143	0.079	0.090
ξ	0.158	0.155	0.104	0.119	0.158	0.155	0.082	0.094
γ_s	0.921	0.922	0.948	0.940	0.921	0.922	0.959	0.953
$A_s=\frac{M}{\gamma_s f_y h_0}$ / mm^2	434	425	284	328	434	425	225	259
选配钢筋	$\phi 8@110$	$\phi 8@110$	$\phi 8@150$	$\phi 8@150$	$\phi 8@110$	$\phi 8@110$	$\phi 6@110$	$\phi 6@110$
实配钢筋面积 / mm^2	453	453	335	335	453	453	255	255



板配筋如图 2—20 所示。(以分离式配筋为例)

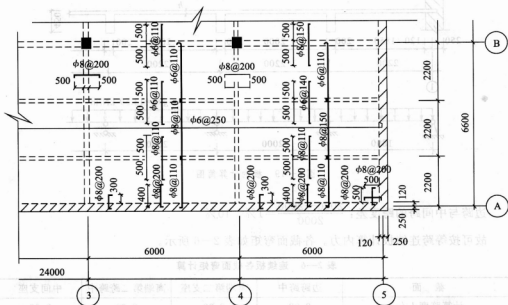


图 2—20 板的配筋图

4. 次梁 L_1 的设计

按考虑塑性内力重分布方法计算。

主梁截面高度为 $h = \left(\frac{1}{14} \sim \frac{1}{8}\right)l = \left(\frac{1}{14} \sim \frac{1}{8}\right) \times 6600 = 471 \sim 825$ mm, 取高度为 $h = 650$ mm, 宽度为 $b = 250$ mm。

(1) 荷载计算

永久荷载标准值:

板传来荷载

$$2.655 \times 2.2 = 5.84 \text{ kN/m}$$

次梁自重

$$0.2 \times (0.45 - 0.08) \times 25 = 1.85 \text{ kN/m}$$

15 mm 厚梁侧抹灰面

$$0.015 \times 2 \times (0.45 - 0.08) \times 17 = 0.19 \text{ kN/m}$$

$$g_k = 7.88 \text{ kN/m}$$

可变荷载标准值:

由板传来

$$q_k = 8 \times 2.2 = 17.6 \text{ kN/m}$$

荷载设计值:

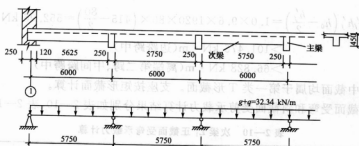
$$\text{由可变荷载效应控制的组合 } g + q = 1.2 \times 7.88 + 1.3 \times 17.6 = 32.34 \text{ kN/m}$$

(2) 内力计算

次梁 L_1 的截面几何尺寸及计算简图如图 2—21 所示。计算跨度:

$$\text{中间跨 } l_0 = l_n = 6000 - 250 = 5750 \text{ mm}$$

$$\text{边跨 } l_0 = l_n + \frac{a}{2} = 6000 - \frac{250}{2} - 120 + \frac{240}{2} = 5875 \text{ mm}$$

图 2-21 次梁 L_1 的计算简图

$$l_0 = 1.025l_n = 1.025 \times \left(6000 - 120 - \frac{250}{2} \right) = 5899 \text{ mm} > 5875 \text{ mm}$$

故取 $l_0 = 5875 \text{ mm}$ 。

$$\text{边跨与中间跨的跨度差: } \frac{5875 - 5750}{5750} = 2.2\% < 10\%。$$

故可按等跨连续梁计算内力。各截面弯矩、剪力分别如表 2-8、表 2-9 所示。

表 2-8 次梁 L_1 弯矩计算

截 面	边跨跨中	离端第二支座	离端第二跨跨中	中间支座
计算跨度 l_0/m	5.875	5.75	5.75	5.75
弯矩系数 a_m	1/11	-1/11	1/16	1/14
弯矩 $M = a_m(g+q)l_0^2/(\text{kN} \cdot \text{m})$	101.476	-97.204	66.828	76.374

表 2-9 次梁 L_1 剪力计算

截 面	端支座右侧	离端第二支座 左侧	离端第二支座 右侧	中间支座 左、右侧
净跨跨度 l_n/m	5.755	5.755	5.75	5.75
剪力系数 a_v	0.45	0.60	0.55	0.55
剪力 $V = a_v(g+q)l_n/\text{kN}$	83.68	111.67	102.275	102.275

(3) 截面配筋计算

次梁的有效高度为 $h_0 = 450 - 35 = 415 \text{ mm}$ ，各截面配筋计算如表 2-7 所示。

① 确定 T 形截面翼缘计算宽度；

次梁跨中截面按 T 形截面计算，其翼缘计算宽度为：

$$\text{边跨 } b_f' = \frac{l_0}{3} = \frac{5870}{3} = 1960 \text{ mm} < b + s_n = 200 + 2000 = 2200 \text{ mm}, \text{ 故取 } b_f' = 1960 \text{ mm}。$$

$$\text{离端第二跨、中间跨 } b_f' = \frac{l_0}{3} = \frac{5750}{3} = 1920 \text{ mm} < b + s_n = 200 + 2000 = 2200 \text{ mm}$$

故取 $b_f' = 1920 \text{ mm}$ 。

② 判别 T 形截面类型；



$$\alpha_1 f_c b' h_f' \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right) = 1.0 \times 9.6 \times 1920 \times 80 \times \left(415 - \frac{80}{2} \right) = 552.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

> 101.476 kN · m (边跨跨中)

> 66.828 kN · m (离端第二跨、中间跨跨中)

故各跨跨中截面均属于第一类 T 形截面。支座按矩形截面计算。

③ 次梁正截面受弯和斜截面受剪承载力计算结果分别如表 2—10、表 2—11 所示。

表 2—10 次梁 L_1 正截面受弯承载力计算

截 面	边跨跨中	离端第二支座	离端第二跨跨中中间跨中	中间支座
$M/(\text{kN} \cdot \text{m})$	101.476	-97.204	66.828	76.374
$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2}$	0.031	0.235	0.021	0.185
ξ	0.032	0.272	0.021	0.206
γ_s	0.984	0.864	0.989	0.897
$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0} / \text{mm}^2$	828	904	543	684
选配钢筋	4 Φ 16	3 Φ 16 + 1 Φ 16(弯) + 1 Φ 14(弯)	2 Φ 16 + 1 Φ 14	2 Φ 16 + 2 Φ 14(弯)
实配钢筋面积/ mm^2	804	958	556	710

离端第二支座的配筋也可按双筋截面考虑, 计算从略。

表 2—11 次梁 L_1 斜截面受剪承载力计算

截 面	端支座右侧	离端第二支座左侧	离端第二支座右侧	中间支座左、右侧
V/kN	83.68	111.67	102.275	102.275
$0.25 \beta_c f_c b h_0 / \text{N}$	199.2	199.2	199.2	199.2
$0.7 f_t b h_0 / \text{N}$	63.9	63.9	63.9	63.9
选配箍筋	2 Φ 6	2 Φ 6	2 Φ 6	2 Φ 6
$A_{sv} = n A_{sv1} / \text{mm}^2$	57	57	57	57
$s = \frac{1.25 f_y A_{sv} h_0}{V - 0.7 f_t b h_0}$	314	129	162	162
实配箍筋间距/mm	120	120	120	120

验算箍筋配筋率:

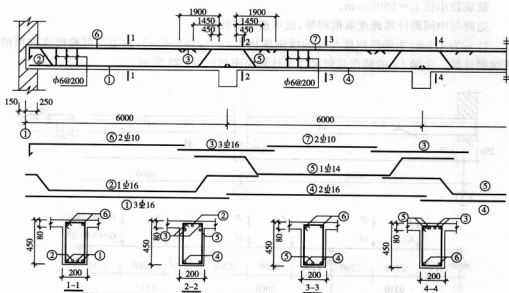
$$\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs} = \frac{n A_{sv1}}{bs} = \frac{57}{200 \times 120} = 0.24\% > 0.24 \frac{f_t}{f_y} = 0.24 \times \frac{1.1}{210} = 0.13\%, \text{ 故配箍率满足}$$

要求。

次梁配筋如图 2—22 所示。

5. 主梁 L_2 设计

主梁 L_2 按弹性理论计算。

图 2-22 次梁 L_1 配筋图

(1) 荷载计算

永久荷载标准值:

次梁传来荷载

$$7.88 \times 6.0 = 47.28 \text{ kN}$$

主梁 L_2 自重(折算为集中荷载)

$$0.25 \times (0.65 - 0.08) \times 25 \times 2.2 = 7.84 \text{ kN}$$

主梁 L_2 两侧 15 mm 厚抹灰(折算为集中荷载)

$$0.015 \times 2 \times (0.65 - 0.08) \times 17 \times 2.2 = 0.64 \text{ kN}$$

$$G_k = 55.76 \text{ kN}$$

永久荷载设计值:

$$G = 1.2 \times 55.76 = 66.9 \text{ kN}$$

可变荷载设计值:

由次梁传来的可变荷载

$$P = 1.3 \times 17.6 \times 6 = 137.28 \text{ kN}$$

(2) 内力计算

柱的截面尺寸为 300 mm × 300 mm。

计算跨度:

中间跨 $l_0 = l_c = 6600 \text{ mm}$

$$l_0 = 1.05l_n = 1.05 \times (6600 - \frac{300}{2} - 120) = 6668 \text{ mm} > 6600 \text{ mm}$$

故取 $l_0 = 6600 \text{ mm}$ 。

$$\text{边跨 } l_0 = l_n + \frac{b}{2} + \frac{a}{2} = 6600 - \frac{300}{2} - 120 + \frac{300}{2} + \frac{240}{2} = 6600 \text{ mm}$$

$$l_0 = 1.025l_n + \frac{b}{2} = 1.025 \times (6600 - 120 - \frac{300}{2}) + \frac{300}{2} = 6638 \text{ mm} > 6600 \text{ mm}$$



故取较小值 $l_0 = 6600 \text{ mm}$ 。

边跨与中间跨计算跨度取值相等,故可按等跨计算。

柱高为 4.5 m ,主梁线刚度与柱的线刚度比为 $i_{\text{梁}}/i_{\text{柱}} = 5.8 > 5$,故主梁可按铰支柱顶的连续梁计算。主梁 L_2 的截面几何尺寸及计算简图如图 2-23 所示。

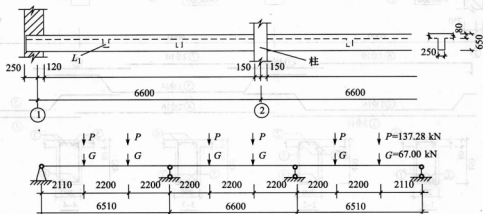


图 2-23 主梁 L_2 的计算简图

在集中荷载作用下,主梁的跨中和支座截面最大弯矩及剪力可分别按式(2-5)和式(2-6)计算,式中系数 $K(K_1, K_2, K_3, K_4)$ 查附表 1-2 确定。弯矩、剪力计算及内力组合分别如表 2-12、表 2-13 所示。

表 2-12 主梁的弯矩计算

kN · m

项次	荷 载	边跨跨中 $\frac{K}{M_1}$	中间支座 $\frac{K}{M_B(M_C)}$	中间跨跨中 $\frac{K}{M_2}$
①		$\frac{0.244}{108.36}$	$\frac{-0.267}{-118.23}$	$\frac{0.067}{29.58}$
②		$\frac{0.229}{208.68}$	$\frac{-0.311(-0.089)}{-282.59(-80.87)}$	$\frac{0.170}{154.03}$
③		$\frac{0.289}{258.28}$	$\frac{-0.133}{-121.20}$	—
④		—	$\frac{-0.133}{-120.50}$	$\frac{0.200}{181.21}$
最不利 内力 组合	①+②	317.04	-400.82(-199.1)	183.61
	①+③	366.64	-239.43	—
	①+④	—	-238.73	210.79

表 2-13 主梁的剪力计算

kN

项次	荷 载	端支座 $\frac{K}{V_A}$	中间支座	
			$\frac{K}{V_b} (\frac{K}{V_b})$	$\frac{K}{V_c} (\frac{K}{V_c})$
①		0.733 49.04	-1.267(1.000) -84.76(66.9)	-1.000(1.267) -66.9(84.76)
②		0.689 94.59	-1.311(1.222) -179.97(167.75)	-0.788(0.089) -108.18(12.22)
③		0.866 118.88	-1.134(0) -155.66(0)	0(1.134) 0(155.66)
最不利组合	①+②	143.63	-264.73(234.65)	-175.08(96.98)
	①+③	167.92	-240.42(66.9)	-66.9(240.42)

将以上最不利组合下的弯矩图和剪力图分别叠画在同一坐标图上,即可得到主梁 L_2 的弯矩及剪力包络图,如图 2-24(a),(b)所示。

(3) 配筋计算

① 确定 T 形截面翼缘计算宽度;

主梁的跨中截面按 T 形截面计算,确定 T 形截面受压翼缘计算宽度如下:

$$\text{边跨 } b_f' = \frac{l_0}{3} = \frac{6638}{3} = 2213 \text{ mm} < b + s_n =$$

6000 mm, 故取 $b_f' = 2213 \text{ mm}$ 。

$$\text{中间跨 } b_f' = \frac{l_0}{3} = \frac{6600}{3} = 2200 \text{ mm} < b + s_n =$$

6000 mm, 故取 $b_f' = 2200 \text{ mm}$ 。

取 $h_0 = 650 - 35 = 615 \text{ mm}$ 。

② 判别 T 形截面类型;

$$\alpha_1 f_c b_f' h_f' \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right) = 1.0 \times 9.6 \times 2200 \times 80$$

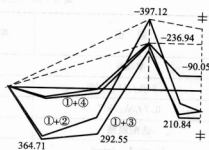
$$\times \left(615 - \frac{80}{2} \right) = 971.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$> 366.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

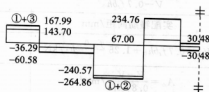
故各跨跨中截面均属于第一类 T 形截面。

支座按矩形截面计算,取 $h_0 = 650 - 60 = 590 \text{ mm}$ 。

③ 主梁 L_2 的正截面受弯和斜截面受剪承载力计算结果分别如表 2-14、表 2-15 所示。



(a) 弯矩包络图(kN·m)



(b) 剪力包络图(kN)

图 2-24 主梁 L_2 的弯矩包络图及剪力包络图



表 2-14 主梁 L_2 正截面受弯承载力计算

截面	边跨跨中	中间支座	中间跨跨中
$M/(\text{kN} \cdot \text{m})$	366.64	-400.82	210.79
$V_0 \frac{b}{2}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	—	$(66.9+137.28) \times \frac{0.3}{2} = 30.627$	—
$M - V_0 \frac{b}{2}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	—	370.19	—
$as = \frac{M}{a_1 f_c b h_0^2}$	0.0459	0.443	0.0287
ξ	0.047	0.663	0.0291
γ_s	0.976	0.669	0.985
$A_s = \frac{M}{f_y \gamma_s h_0}/\text{mm}^2$	2035	3128	1208
选配钢筋	4 Φ 25	5 Φ 25 + 1 Φ 25(弯) + 1 Φ 18(弯)	2 Φ 22 + 2 Φ 18
实配钢筋面积/ mm^2	1964	3200	1269

表 2-15 主梁 L_2 斜截面受剪承载力计算

截面	端支座内侧	离端第二支座	
		左侧	右侧
V/kN	167.92	-264.73	234.65
$0.25\beta_c f_c b h_0/\text{kN}$	369	369	369
$0.7 f_t b h_0/\text{kN}$	118.388	118.388	118.388
选配箍筋	2 Φ 6	2 Φ 6	2 Φ 6
$A_{sv} = n A_{sv1}/\text{mm}^2$	57	57	57
$s = \frac{1.25 f_y A_{sv} h_0}{V - 0.7 f_t b h_0}/\text{mm}$	186	63	79
实配箍筋间距/ mm	250	250	250
$V_a = 0.7 f_t b h_0 + 1.25 \frac{f_y A_{sv}}{s} h_0/\text{kN}$	155.2	155.2	155.2
$A_s = \frac{V - V_a}{0.8 f_y \sin \alpha}/\text{mm}^2$	75	645	468
选配弯起钢筋	1 Φ 25	1 Φ 25 + 1 Φ 18	1 Φ 25 + 1 Φ 18
实配弯起钢筋面积/ mm^2	490.9	745.4	745.4

(4) 主梁 L_2 支承次梁 L_1 处吊筋计算

由次梁 L_1 传给主梁 L_2 的集中荷载为 $F = G + P = 56.74 + 137.28 = 194.02 \text{ kN}$

吊筋计算:

$$A_s = \frac{F}{2 f_y \sin \alpha} = \frac{194020}{2 \times 300 \times \sin 45^\circ} = 457 \text{ mm}^2$$

故选 2 Φ 18 ($A_s = 509 \text{ mm}^2 > 457 \text{ mm}^2$)。

主梁 L_2 配筋如图 2—25 所示。

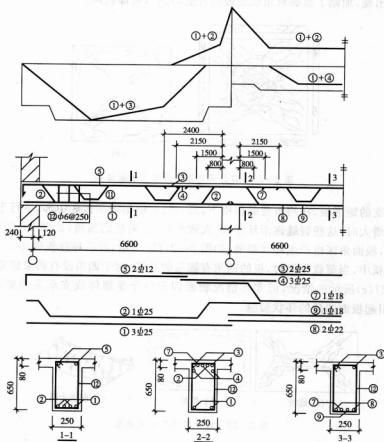


图 2—25 主梁配筋图

2.3 双向板肋梁楼盖

2.3.1 双向板的受力特点和试验结果

双向板可以为四边支承、三边支承或两邻边支承板,但在肋梁楼盖中每一区格板的四边一般都有梁或墙支承,是四边支承板,板上的荷载主要通过板的受弯作用传到各边支承的构件上。现浇式肋梁楼盖中,双向板与四周支承单向板的差别在于板在长跨方向的弯矩与短跨方向的弯矩相比不能忽略不计;当两个方向边长越接近时,两个方向板的内力也越接近,因此,双向板的受力钢筋应沿两个方向配置。

四边简支的钢筋混凝土双向板(方形板和矩形板),在均布荷载作用下的试验表明:

在四边简支的正方形板中,当荷载逐渐增加时,第一批裂缝出现在板底中间部分,并沿对角线方向四角扩展,如图 2—26(a)所示,当钢筋达到屈服后,裂缝宽度显著扩大。在接近



破坏时,四角附近出现垂直于对角线方向,大体上成环状的板面裂缝,如图 2—26(b)所示。这种裂缝的出现,加剧了板底对角线裂缝的开展,此后,板即破坏。

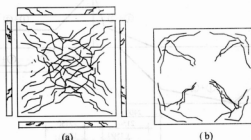


图 2—26 四边简支正方形双向板裂缝图

四边简支的矩形板,在均布荷载作用下,第一批裂缝出现在板底中部,平行于长边方向。当荷载继续增大时,这些裂缝逐渐延伸,并大致沿 45° 指向板的四角,如图 2—27(a)所示,在接近破坏时,板面角区也产生环状裂缝,如图 2—27(b)所示,最后导致板破坏。

在双向板中,当荷载作用时,板的四角有翘起的趋势,对于四角没有约束的矩形板,将产生如图 2—27(c)所示的情况,但实际情况板面四角由于受墙体或支承梁约束不能自由上翘,因而将引起板面四角的环状裂缝。

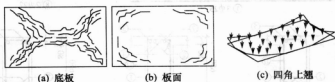


图 2—27 四边简支矩形双向板

2.3.2 双向板内力计算

双向板在荷载作用下的内力分析,与单向连续板一样,亦有两类方法:一类是按弹性理论计算的实用方法,一般采用计算表格进行计算;另一类是考虑钢筋混凝土塑性变形的影响,按塑性理论计算的方法。

1. 按弹性理论计算双向板的内力

(1) 单区格双向板的内力计算

根据弹性理论,把双向板视为各向同性体,当板厚远比平面尺寸小、挠度不超过 $h/5$ 时,双向板可按弹性薄板小挠度理论计算。为了便于工程设计,根据弹性薄板理论公式编制了各种支承情况的双向板内力和位移系数的表格,见附表 2,以供设计时查用。在附表 2 中列出了六种边界条件单跨板在均布荷载作用下的挠度系数,支座弯矩系数和泊松比 $\nu=0$ 时的跨中弯矩系数。六种边界条件为:①四边简支;②一边固定,三边简支;③两对边固定,两对边简支;④两邻边固定,两邻边简支;⑤三边固定,一边简支;⑥四边固定。

根据上述不同的计算简图,可在附表 2 中直接查得弯矩系数,即可算得弯矩值为

$$m = \alpha(g + q)l_{01}^2 \quad (2-24)$$

式中 m ——跨中或支座单位板宽内的弯矩设计值；

g ——作用在板上的均布恒荷载设计值；

q ——作用在板上的均布活荷载设计值；

l_{01} ——短跨方向的计算跨度，计算方法与单向板计算相同；

α ——查附表 2-1~附表 2-6 所得弯矩系数。

注意：附表 2 是根据材料的泊松比 $\nu=0$ 制定的。钢筋混凝土材料的泊松比 $\nu=0.2$ 时，应按下式计算跨中弯矩：

$$m_1^* = m_1 + \nu m_2 \quad (2-25)$$

$$m_2^* = m_2 + \nu m_1 \quad (2-26)$$

(2) 连续双向板的内力计算

连续双向板按弹性理论计算是很复杂的，为了简化计算，在设计中都是采用简化的实用算法，该法是以上述单区格双向板内力计算为基础，通过对双向板上可变荷载的最不利布置以及支承情况等合理简化，将多区格连续板转化为单区格板，再通过查单区格板内力系数表来进行计算，其计算精度完全可以满足工程设计的要求。该方法假定支承梁的抗弯刚度很大，其竖向变形可略去不计；同时，假定抗扭刚度很小，可以转动。当同一方向相邻最小跨度与最大跨度之比大于 0.75 的多跨连续双向板均可按下述方法计算板中内力。

① 跨中最大弯矩

当求某区格跨中最大弯矩时，其活荷载的最不利布置，如图 2-28(a) 所示，即在该区格及其左右前后每隔一区格布置活荷载，通常称其为棋盘形荷载布置。为了能利用单跨双向板的内力计算表格，将棋盘形布置的活荷载分解为图 2-28(a)，(b) 所示的对称荷载 $(g+q/2)$ 与反对称荷载 $(\pm q/2)$ 两种情况。

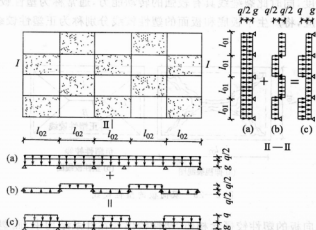


图 2-28 连续双向板计算图示

在对称荷载 $g + q/2$ 作用下的多跨连续双向板，所有中间支座两侧荷载相同，若忽略远跨荷载的影响，板在支座处可近似认为转角为零，从而所有中间区格板均可认为四边是固定的。边区格板除边支承情况按实际情况确定外，其他三边亦均可视为固定边；而四个角区格



板除两个外边支承情况按实际情况确定,两个内边按固定考虑。经过这样的处理,四边支承双向板的所有区格只有六种可能的边界条件,这样就可利用前述单区格双向板的内力计算表格(附表2)计算出每一区格板当 $\nu=0$ 时,在 $g+q/2$ 作用下的跨中最大弯矩。

在反对称荷载 $\pm q/2$ 作用下的多跨连续双向板,在支座处相邻板块的转角方向一致,大小相同,故中间支座的弯矩为零,则所有中间支座可视为简支边。如果边支座亦为简支,则所有区格板均为四边简支板,很容易利用附表2求得反对称荷载作用下,当 $\nu=0$ 时各区格板的跨中最大弯矩。

最后按式(2-25),(2-26)计算出两种荷载情况的每一区格板的实际跨中弯矩,并进行叠加,即可求得该区格板跨中最大正弯矩。

② 支座最大弯矩

为使支座弯矩出现最大值,理论上活荷载应作最不利布置,但对于双向板来说,计算将会十分复杂,为了简化计算,可假定全板各区格满布活荷载时支座弯矩最大。这样,对内区格可按四边固定的单跨双向板计算其支座弯矩。对于边区格,其边支座边界条件按实际情况考虑,内支座按固定边考虑,计算其支座弯矩。

对中间支座,由相邻两个区格求出的支座弯矩值不相等时可近似地取其绝对值较大者为支座处最大弯矩;亦可取相邻两区格板支座弯矩的平均值。

2. 按塑性理论计算双向板的内力

钢筋混凝土双向板采用塑性理论进行内力计算,可节省钢筋,易于施工。双向板按塑性理论计算其极限荷载的精确值是不容易的,一般只能计算其上限解和下限解。常用的计算方法有荷载极限平衡法(塑性铰线法)、能量法(虚功法和机动法)等。下面介绍用极限平衡法(塑性铰线法)计算双向板内力。

钢筋混凝土双向板在均布荷载作用下,裂缝不断展开,最后破坏时在最大裂缝线上,受拉钢筋达到屈服强度,同时此裂缝线具有较强的转动能力,通常称为塑性铰线。与板承受正弯矩和负弯矩相对应,将产生于板底和板面的塑性铰线分别称为正塑性铰线和负塑性铰线,如图2-29所示。

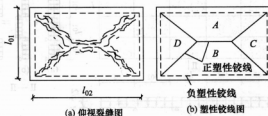


图 2-29 双向板的塑性铰线

塑性铰线与单向板的塑性铰概念相仿,塑性铰出现在杆系结构中,而塑性铰线出现在板式结构中,但二者都是因为受拉钢筋屈服所致。

塑性铰线法是在塑性铰线位置确定的前提下,利用虚功原理建立外荷载与作用在塑性铰线上的弯矩之间的关系式,从而求出各塑性铰线上的弯矩值,并依此对各截面进行配筋计算的一种方法。

(1) 塑性铰线法基本假定

- ①板在即将破坏时,塑性铰线发生在弯矩最大处;
- ②形成塑性铰线的板构成几何可变体系(破坏机构);
- ③均布荷载作用下,塑性铰线为直线;
- ④塑性铰线将板分成若干个板块,板块的变形远比塑性铰线处的变形小,故可视板块为刚性的,整块板的变形都集中在塑性铰线上,破坏时各板块都绕塑性铰线转动;
- ⑤板在理论上存在多种可能的破坏机构(即塑性铰线形式),但只有相应于极限荷载为最小的塑性铰线形式才是最危险的;
- ⑥在塑性铰线上,扭矩和剪力均很小,可认为等于零,因此只由塑性铰线上的极限弯矩来抵抗外荷载,并假定在旋转过程中,此弯矩为定值。

(2) 确定塑性铰线位置的原则

确定塑性铰线的位置,也就确定了板的破坏机构。最危险的塑性铰线位置与很多因素有关,如板的平面形状、尺寸、边界条件、荷载形式、纵横方向跨中与支座配筋情况等。

- ①对称结构产生对称的塑性铰线,如图 12-22(a),(b)所示;
- ②正弯矩部位产生正的塑性铰线,负弯矩部位产生负的塑性铰线。负塑性铰线沿固定边界产生;
- ③塑性铰线应满足转动的要求。固定边和简支边一般就是转动轴线,转动轴还通过支承板的柱子,两板块之间的塑性铰线必通过这两个板块转动轴的交点,如图 2-22(h),(i)所示;
- ④塑性铰线的数量应使整个板块成为一个几何可变体系。

图 2-30 为双向板产生塑性铰线的一些例子。

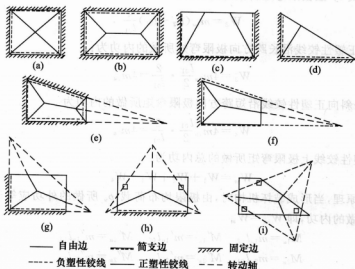


图 2-30 板的塑性铰线

(3) 均布荷载下连续双向板内力计算

四边支承矩形双向板不计角部和边界效应时,其破坏机构主要有倒锥形、倒幕形和正幕



形三种,倒锥形是最基本的破坏模式。

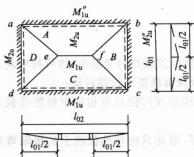


图 2-31 均布荷载下四边固定

双向板的破坏机构

对于长向和短向跨度分别为 l_{02} 和 l_{01} , 四周固定的矩形双向板, 承受极限均布荷载 p_u 作用, 假定破坏时形成如图 2-31 所示的倒锥形机构, 其中在四周固定边处产生负塑性铰线, 跨内产生正塑性铰线, 为简化计算, 跨中斜向正塑性铰线与邻边夹角均取为 45° 。

设板内配筋沿两个方向均等间距布置, 沿短跨和长跨方向单位板宽的跨中极限弯矩分别为 m_{2u} 和 m_{1u} , 支座弯矩分别为 m'_{2u} 、 m'_{2u} 和 m'_{1u} 、 m'_{1u} 。

如果破坏机构在跨中发生向下的单位竖向位移 1, 则极限均布荷载 p_u 所做的外功为:

$$\begin{aligned} W_{\text{ex}} &= p_u \left[\frac{1}{2} \cdot l_{01} \cdot 1 \cdot (l_{02} - l_{01}) + 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot l_{01} \cdot \frac{l_{01}}{2} \cdot 1 \right] \\ &= p_u \frac{l_{01}}{6} (3l_{02} - l_{01}) \end{aligned} \quad (2-27)$$

根据图 2-23 所示的几何关系, 负塑性铰线的转角均为 $2/l_{01}$, 正塑性铰线 ef 上, 板块 A 与 C 的相对转角为 $4/l_{01}$, 斜向正塑性铰线沿长跨和短跨方向的转角均为 $2/l_{01}$, 因此, 由负塑性铰线上极限弯矩所做的内功为:

$$W_1 = [(m'_{2u} + m'_{2u})l_{01} + (m'_{1u} + m'_{1u})l_{02}] \frac{2}{l_{01}} \quad (2-28)$$

正塑性铰线 ef 上极限弯矩所做的内功为:

$$W_2 = m_{1u} (l_{02} - l_{01}) \frac{4}{l_{01}} \quad (2-29)$$

四条斜向正塑性铰线沿长跨方向极限弯矩所做的内功为:

$$W_3 = 4m_{2u} \frac{l_{01}}{2} \cdot \frac{2}{l_{01}} = 4m_{2u} \quad (2-30)$$

同理, 四条斜向正塑性铰线沿短跨方向极限弯矩所做的内功为

$$W_4 = 4m_{1u} \frac{l_{02}}{2} \cdot \frac{2}{l_{01}} = 4m_{1u} \quad (2-31)$$

所以, 由塑性铰线上极限弯矩所做的总内功为:

$$W_{\text{in}} = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 \quad (2-32)$$

根据虚功原理, 当形成破坏机构时, 由极限均布荷载 p_u 所做的外功应等于由塑性铰线上的极限弯矩所做的内功, 即 $W_{\text{ex}} = W_{\text{in}}$

设

$$M_{1u} = m_{1u} l_{02} \quad M'_{1u} = m'_{1u} l_{02} \quad M''_{1u} = m''_{1u} l_{02}$$

$$M_{2u} = m_{2u} l_{01} \quad M'_{2u} = m'_{2u} l_{01} \quad M''_{2u} = m''_{2u} l_{01}$$

则可得双向板按塑性铰线法计算的基本公式为:

$$2M_{2u} + 2M_{1u} + M'_{2u} + M'_{1u} + M''_{2u} + M''_{1u} = \frac{p_u}{12} (3l_{02} - l_{01}) l_{01}^2 \quad (2-33)$$

式中 M_{2u} 、 M_{1u} ——对应于 l_{02} 、 l_{01} 方向整块板内的跨中塑性铰线上总的极限弯矩;

$M'_{2u}, M''_{2u}, M'_{1u}, M''_{1u}$ ——对应于 l_{02}, l_{01} 方向整块板内两对支座塑性铰线上总的极限弯矩;

p_u ——板上作用的极限均布荷载设计值;

l_{01} ——双向板短跨长度;

l_{02} ——双向板长跨长度。

利用式(2-33)具体计算时,有六个未知数 $M_{1u}, M'_{1u}, M''_{1u}, M_{2u}, M'_{2u}$ 和 M''_{2u} ,不可能求解,此时应事先选定各弯矩之间的比值:

$$\text{令 } n = \frac{l_{02}}{l_{01}}, \alpha = \frac{m_{2u}}{m_{1u}}, \beta = \frac{m'_{2u}}{m'_{1u}} = \frac{m''_{2u}}{m''_{1u}} = \frac{m'_{1u}}{m_{1u}} = \frac{m''_{1u}}{m_{1u}} \quad (2-34)$$

于是,正截面受弯承载力的总值可以用 α, β 和 m_{1u} 表示:

$$M_{1u} = m_{1u} l_{02} = n m_{1u} l_{01} \quad (2-35)$$

$$M_{2u} = m_{2u} l_{01} = \alpha m_{1u} l_{01} \quad (2-36)$$

$$M'_{1u} = M'_{1u} = \beta m'_{1u} l_{02} = n \beta m_{1u} l_{01} \quad (2-37)$$

$$M'_{2u} = M'_{2u} = m'_{2u} l_{01} = \alpha \beta m_{1u} l_{01} \quad (2-38)$$

将上述公式代入式(2-33),即可计算出 m_{1u} 。

设计双向板时,令荷载设计值 $p = p_u$,长短跨的比值 n 为已知,这时如果选定 α 和 β 值,即可按式(2-33)计算出 m_{1u} ,同时可进一步求出 $m_{2u}, m'_{1u}, m''_{1u}, m'_{2u}$ 和 m''_{2u} 。考虑到应尽量使按塑性铰线法计算出的两个方向跨中正弯矩的比值与弹性理论得出的比值相接近,以期在使用阶段两个方向的截面应力比较接近,宜取 $\alpha = \frac{1}{n^2}$;并且考虑到节省钢材及配筋方便,根据经验,宜取 $\beta = 1.5 \sim 2.5$,通常取 $\beta = 2.0$ 。

对中间区格计算完毕后,可将中间区格板计算得出的各支座弯矩值作为计算相邻区格板支座的已知弯矩值,这样,由内向外直至外区格的弯矩值依次解出。

对边、角区格板,按边界的实际支承情况进行计算。

为了充分利用钢筋,通常将两个方向承受跨中正弯矩的钢筋,在距支座不大于 $\frac{l_{01}}{4}$ 范围内弯起,充当部分承受支座负弯矩的钢筋,此时在距支座 $\frac{l_{01}}{4}$ 以内的跨中塑性铰线上单位板宽的极限弯矩可分别取为 $\frac{m_{2u}}{2}$ 和 $\frac{m_{1u}}{2}$,则塑性铰线上总弯矩的计算公式为:

$$M_{1u} = m_{1u} \left(l_{02} - \frac{l_{01}}{2} \right) + \frac{m_{1u}}{2} \frac{l_{01}}{2} = m_{1u} \left(n - \frac{1}{4} \right) l_{01} \quad (2-39)$$

$$M_{2u} = m_{2u} \frac{l_{01}}{2} + \frac{m_{2u}}{2} \frac{l_{01}}{2} = \frac{3}{4} \alpha m_{1u} l_{01} \quad (2-40)$$

支座总弯矩仍为

$$M'_{2u} = m'_{2u} l_{01} \quad M''_{2u} = m''_{2u} l_{01}$$

$$M'_{1u} = m'_{1u} l_{02} \quad M''_{1u} = m''_{1u} l_{02}$$

与弹性理论计算方法相比,用塑性铰线方法计算双向板一般可节省钢筋约 20% ~ 30%。塑性铰线法在理论上属于上限解,即偏于“不安全”方面,但实际上由于反拱作用等的有利影响,所求得的值并非真的“上限值”,试验结果亦表明,板的实际破坏荷载都超过了按塑性铰线法算的极限值。



2.3.3 双向板的截面设计与构造要求

1. 双向板的截面设计

(1) 截面弯矩设计值的确定

双向板在荷载作用下,裂缝不断地出现与展开,同时由于支座的约束,导致在板的平面内,逐渐产生相当大的水平推力,整块平板存在着反拱作用,即周边支承梁对板产生水平推力,使板的跨中弯矩减小,这就提高了板的承载力。因此截面设计时,为了考虑这一有利影响,四边与梁整体连接双向板的弯矩宜乘以下列折减系数:

①连续板中间区格的跨中及中间支座截面,折减系数为 0.8;

②边区格的跨中及自楼板边缘算起的第二支座截面,当 $\frac{l_b}{l} < 1.5$ 时,折减系数为 0.8;当 $1.5 \leq \frac{l_b}{l} < 2.0$ 时,折减系数为 0.9, l_b 为区格沿楼板边缘方向的跨度, l 为区格垂直于楼板边缘方向的跨度,如图 2—32 所示;

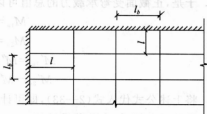


图 2—32 板的计算跨度示意图

③角区格的各截面不折减。

(2) 截面有效高度的确定

考虑短跨方向的弯矩比长跨方向的大,因此应将短跨方向的跨中受拉钢筋放在长跨方向的外侧,以得到较大的截面有效高度。截面有效高度 h_0 通常分别取值如下:

短跨方向 $h_0 = h - 20 \text{ mm}$

长跨方向 $h_0 = h - 30 \text{ mm}$

式中 h 为板厚(mm)。

(3) 配筋计算

板的计算宽度取 1 m 宽板带,在求得板各跨跨中及各支座截面的弯矩设计值后,可按单筋矩形截面进行配筋计算。双向板在两个方向的配筋都应按计算确定。计算截面配筋时,内力臂系数可近似地取 $\gamma = 0.9 \sim 0.95$ 。

2. 双向板的构造要求

(1) 双向板的厚度

一般不宜小于 80 mm,也不应大于 160 mm。为了保证板的刚度,板的厚度还应满足 $h > l_{01}/45$ (简支板), $h > l_{01}/50$ (连续板),此处 l_{01} 为短跨跨长。

(2) 钢筋的配置

受力钢筋沿纵横两个方向配置。双向板配筋形式与单向板相似,有弯起式与分离式两种。

双向板的受力钢筋按弹性理论计算时,板底钢筋数量是根据跨中最大正弯矩求得的,而分析表明,跨中弯矩是沿板宽向两边逐渐减小,故配筋亦应向两边逐渐予以减少。考虑到施工方便,可将板在两个方向上各划分成为两个宽为 $\frac{l_{01}}{4}$ (l_{01} 为短跨跨长) 的边缘板带和一个中间板带,如图 2—33 所示。在中间板带内按最大正弯矩配筋,而边缘板带配筋则减少一半,

但每米宽度内不得少于三根钢筋。对于支座处板顶的负弯矩钢筋按各支座的负弯矩求，在全部板宽内均匀布置，而不在边缘板带内减少。

受力钢筋的直径、间距、弯起点位置及截断点位置等有关规定均与单向板配筋相同。沿墙边、墙角处的构造钢筋，与单向板肋梁楼盖亦相同。

双向板按塑性理论计算时，其配筋应符合内力计算的假定，通常跨中及支座钢筋皆均匀配置。按塑性理论计算的双向板应避免发生以下两种破坏情况：一种是倒幕形破坏机构，如图 2—34 所示，另一种是“正幕形破坏”，如图 2—35 所示。



图 2—33 板带划分

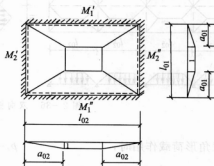


图 2—34 倒幕形破坏机构

当两个方向的跨中正弯矩钢筋不全部伸入支座，而过早地在某处弯起或切断时，剩下钢筋可能不足以承受该处的正弯矩，因而发生图 2—34 所示的倒幕形破坏。对于钢筋按常规计算和配置的双向板，即如前述配筋方式，取 $\alpha=2, \beta=1.5 \sim 2.5$ ，跨中两个方向的钢筋在板边不大于 $l_{01}/4$ 范围内截断（注：遇到简支边不能截断）或弯起一半时，可不对这种情况进行验算。

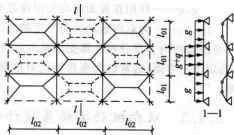


图 2—35 正幕形破坏机构

当双向板肋梁楼盖的可变荷载相对较大且按棋盘形布置时，如果支座上负弯矩钢筋伸出长度不够，即过早截断或弯下时，就可能发生图 2—35 所示的正幕形破坏机构。对这种破坏一般可不进行验算而采取构造措施来防止，工程设计中通常要求负钢筋伸出支座不小于 $l_{01}/4$ 。

在简支双向板中，考虑到支座的实际约束情况，应将每个方向的跨中钢筋弯起 $1/3$ 伸入至支座内，以承受可能产生的负弯矩。

在简支板支座处或连续板的端支座及中间支座处，伸入支座的下部纵向受力钢筋其锚固长度不应小于 $5d$ (d 为钢筋直径)

2.3.4 双向板支承梁的设计

如果假定塑性铰线上没有剪力，则塑性铰线划分的板块范围就是双向板支承梁的负荷范围，如图 2—36 所示，作用在双向板上的荷载一般会向最近的支座方向传递，可近似认为



斜向塑性铰线倾角为 45° 。这样,沿短跨方向的支承梁承受板面传来的三角形分布荷载;沿长跨方向的支承梁承受板面传来的梯形分布荷载。

按弹性理论计算时,可采用支座弯矩等效的原则,取等效均布荷载代替三角形荷载和梯形荷载。等效荷载 p_e 的取值如下:

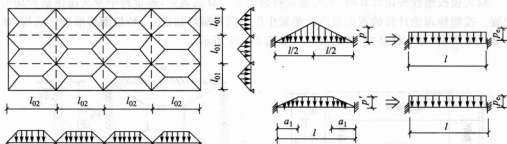


图 2—36 双向板支承梁承受的荷载

三角形荷载作用时,
$$p_e = \frac{5}{8} p' \quad (2-41)$$

梯形荷载作用时,
$$p_e = (1 - 2\alpha_1^2 + \alpha_1^3) p' \quad (2-42)$$

式中
$$p' = p \cdot \frac{l_{01}}{2} = (g + q) \cdot \frac{l_{01}}{2}, \alpha_1 = \frac{l_{01}}{2l_{02}}$$

g, q ——作用在板面的均布恒荷载和活荷载;

l_{01}, l_{02} ——为双向板的长跨与短跨的计算跨度。

考虑塑性内力重分布计算支承梁内力时,可在弹性理论求得的支座弯矩基础上进行调幅,选定支座弯矩(通常取支座弯矩绝对值降低 25%),再按实际荷载由平衡条件求出跨中弯矩。

2.3.5 双向板肋梁楼盖设计例题

已知某现浇钢筋混凝土厂房楼盖,平面结构布置如图 2—37 所示,设计此双向板肋梁楼盖的板。

1. 设计资料

①楼面均布活荷载标准值为 5.0 kN/m^2 ,恒荷载分项系数 $\gamma_G = 1.2$,活荷载分项系数 $\gamma_Q = 1.3$;

②材料:混凝土强度等级采用 C20,板中钢筋采用 HPB235 级钢;

③楼面构造层做法:20 mm 厚水泥砂浆楼面面层,100 mm 厚现浇钢筋混凝土板,15 mm 厚混合砂浆板底抹灰;

④支承梁截面尺寸为 $200 \times 500 \text{ mm}$ 。

2. 按弹性理论设计双向板

(1) 荷载计算

永久荷载标准值:

20 mm 厚水泥砂浆面层

$$0.02 \times 20 = 0.40 \text{ kN/m}^2$$

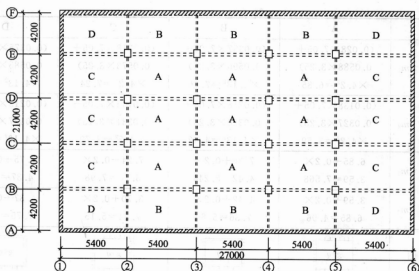


图 2-37 结构布置图

100 mm 厚现浇钢筋混凝土板自重 $0.10 \times 25 = 2.50 \text{ kN/m}^2$

15 mm 厚混合砂浆板底抹灰 $0.015 \times 17 = 0.26 \text{ kN/m}^2$

$g_k = 3.16 \text{ kN/m}^2$

永久荷载设计值:

$$g = 1.2g_k = 1.2 \times 3.16 = 3.8 \text{ kN/m}^2$$

可变荷载设计值:

$$q = 1.3q_k = 1.3 \times 5.0 = 6.5 \text{ kN/m}^2$$

$$g + q = 10.3 \text{ kN/m}^2$$

$$g + \frac{q}{2} = 3.8 + \frac{6.5}{2} = 7.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{q}{2} = \frac{6.5}{2} = 3.25 \text{ kN/m}^2$$

(2) 弯矩计算

跨中最大弯矩为当内支座固定时在 $g + q/2$ 作用下的跨中弯矩值与内支座铰支时在 $q/2$ 作用下的跨中弯矩值之和。支座最大弯矩为内支座固定时在 $g + q$ 作用下的支座弯矩。混凝土泊松比取为 $\nu = 0.2$ 。各区格板的计算简图及计算结果如表 2-16 所示。

表 2-16 按弹性理论计算的各区格板弯矩值

kN · m

区格	A	B	C	D
l_{01}	4.2	4.13	4.2	4.13
l_{02}	5.4	5.4	5.33	5.33
l_{01}/l_{02}	$4.2/5.4 = 0.78$	$4.13/5.4 = 0.77$	$4.2/5.33 = 0.79$	$4.13/5.33 = 0.78$
计算简图				



续表

区格		A	B	C	D	
跨 内	$\mu=0$	m_1	$(0.028 \times 7.05 + 0.0588 \times 3.25) \times 4.2^2 = 6.85$	$(0.0337 \times 7.05 + 0.0596 \times 3.25) \times 4.13^2 = 7.36$	$(0.0318 \times 7.05 + 0.0573 \times 3.25) \times 4.2^2 = 7.24$	$(0.0375 \times 7.05 + 0.0585 \times 3.25) \times 4.13^2 = 7.75$
		m_2	$(0.0138 \times 7.05 + 0.0327 \times 3.25) \times 4.2^2 = 3.59$	$(0.0218 \times 7.05 + 0.0324 \times 3.25) \times 4.13^2 = 4.42$	$(0.0145 \times 7.05 + 0.0331 \times 3.25) \times 4.2^2 = 3.70$	$(0.0213 \times 7.05 + 0.0327 \times 3.25) \times 4.13^2 = 4.37$
		m_3	$6.85 + 0.2 \times 3.59 = 7.568$	$7.36 + 0.2 \times 4.42 = 8.244$	$7.24 + 0.2 \times 3.70 = 7.98$	$7.75 + 0.2 \times 4.37 = 8.62$
	$\mu=0.2$	m_1	$6.85 + 0.2 \times 3.59 = 7.568$	$7.36 + 0.2 \times 4.42 = 8.244$	$7.24 + 0.2 \times 3.70 = 7.98$	$7.75 + 0.2 \times 4.37 = 8.62$
		m_2	$3.59 + 0.2 \times 6.85 = 4.96$	$4.42 + 0.2 \times 7.36 = 5.89$	$3.70 + 0.2 \times 7.24 = 5.15$	$4.37 + 0.2 \times 7.75 = 5.92$
计算简图						
支 座	m'_1	$0.0679 \times 10.3 \times 4.2^2 = 12.34$	$0.0811 \times 10.3 \times 4.13^2 = 14.25$	$0.0728 \times 10.3 \times 4.2^2 = 13.23$	$0.0905 \times 10.3 \times 4.13^2 = 15.90$	
	m'_2	$0.0561 \times 10.3 \times 4.2^2 = 10.19$	$0.0720 \times 10.3 \times 4.13^2 = 12.65$	$0.0570 \times 10.3 \times 4.2^2 = 10.36$	$0.0753 \times 10.3 \times 4.13^2 = 13.23$	

板支座弯矩可取相邻两区格板支座弯矩的平均值,即:

$$A-B \text{ 支座: } m'_1 = \frac{1}{2}(-12.34 - 14.25) = -13.30 \text{ kN} \cdot \text{m/m}.$$

同理,可以计算出其他支座弯矩如表 2-17 所示。

表 2-17 按弹性理论设计的截面配筋

截面		h_0/mm	$m/(\text{kN} \cdot \text{m})$	A_s/mm^2	配筋	实配 A_s/mm^2
跨 中 截 面	A 区格	l_{01} 方向	81	7.57(6.05)	375	$\phi 10@200$ 393
		l_{02} 方向	73	4.96(3.97)	272	$\phi 8@180$ 279
	B 区格	l_{01} 方向	81	8.24	510	$\phi 10@150$ 523
		l_{02} 方向	73	5.89	404	$\phi 10@190$ 413
	C 区格	l_{01} 方向	81	7.98	494	$\phi 10@160$ 491
		l_{02} 方向	73	5.15	354	$\phi 8/10@180$ 358
	D 区格	l_{01} 方向	81	8.62	533	$\phi 10@150$ 523
		l_{02} 方向	73	5.92	406	$\phi 10@190$ 413
支 座 截 面	A-A	l_{01} 方向	81	-12.34(-9.87)	611	$\phi 10@130$ 604
		l_{02} 方向	81	-10.19(-8.15)	504	$\phi 10@150$ 523
	A-B		81	-13.30	823	$\phi 10/12@120$ 798
	A-C		81	-10.28	636	$\phi 10@120$ 654

续表

续表						
截面		h_0/mm	$m/(\text{kN}\cdot\text{m})$	A_s/mm^2	配筋	实配 A_s/mm^2
支座截面	C—D	81	—14.56	901	$\phi 10/12@100$	958
	B—B	81	—10.36	641	$\phi 10@120$	654
	B—D	81	—11.80	730	$\phi 10/12@120$	798

注:括号中数据为折减后的弯矩值。

(3) 截面设计

截面有效高度:假定选定 $\phi 8$ 钢筋, l_{01} 方向跨中截面 $h_{01}=81\text{ mm}$, l_{02} 方向跨中截面 $h_{02}=73\text{ mm}$, 支座截面 $h_0=81\text{ mm}$ 。

截面设计时采用的弯矩:楼盖周边未设圈梁,故只能将区格 A 的跨中弯矩及 A-A 支座弯矩折减 20%,其余均不折减。可按公式 $A_s = \frac{m}{f_y \gamma h_0}$ 计算钢筋面积,此处 γ 近似取 0.95。截面配筋计算结果和实际配筋数量如表 2-17 所示。

3. 按塑性理论计算

按塑性铰线法计算内力。

如前所述,板上荷载: $p=g+q=10.30\text{ kN/m}^2$

(1) 弯矩计算

以中间区格板 A 为例说明计算过程:

计算跨度 $l_{01}=4.2-0.2=4.0\text{ m}$; $l_{02}=5.4-0.12+\frac{0.10}{2}-\frac{0.20}{2}=5.23\text{ m}$

取 $\alpha=0.6$; $\beta=2.0$

若采用弯起式配筋,跨中钢筋在距支座 $\frac{l_{01}}{4}$ 处弯起一半,则得跨中及支座塑性铰线上的总弯矩为:

$$M_{1s} = \left(l_{02} - \frac{l_{01}}{4} \right) m_{1s} = \left(5.2 - \frac{4.0}{4} \right) m_{1s} = 4.2 m_{1s}$$

$$M_{2s} = \frac{3}{4} \alpha \cdot l_{01} \cdot m_{1s} = \frac{3}{4} \times 0.6 \times 4.0 \cdot m_{1s} = 1.8 m_{1s}$$

$$M'_{1s} = M''_{1s} = \beta l_{02} m_{1s} = 2 \times 5.2 \cdot m_{1s} = 10.4 m_{1s}$$

$$M'_{2s} = M''_{2s} = \beta \alpha l_{01} m_{1s} = 2 \times 0.6 \times 4.0 m_{1s} = 4.8 m_{1s}$$

考虑 A 板与梁四边整浇,内力折减 20%。将上述公式代入下式

$$2M_{1s} + 2M_{2s} + M'_{1s} + M'_{1s} + M'_{2s} + M'_{2s} = \frac{p l_{01}^2}{12} (3l_{02} - l_{01})$$

得:

$$m_{1s} = 3.01\text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$m_{2s} = \alpha m_{1s} = 0.6 \times 3.01 = 1.81\text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$m'_{1s} = m''_{1s} = \beta m_{1s} = 2 \times 3.01 = 6.02\text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

$$m'_{2s} = m''_{2s} = \beta m_{2s} = 2 \times 1.81 = 3.62\text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

同理,可以计算出其他区格板的计算跨度和正截面承载力,如表 2-18 所示。



表 2—18 按塑性铰线法计算的各区格板的正载面受弯承载力设计值

项目	截 面			
	A 板	B 板	C 板	D 板
l_{01}/m	4.0	4.03	4.0	4.03
l_{02}/m	5.2	5.2	5.23	5.23
$n = \frac{l_{02}}{l_{01}}$	$\frac{5.2}{4.0} = 1.3$	$\frac{5.2}{4.03} = 1.29$	$\frac{5.23}{4.0} = 1.31$	$\frac{5.23}{4.03} = 1.30$
$M_{1u} = \left(l_{02} - \frac{l_{01}}{4}\right)m_{1u}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$4.2m_{1u}$	$4.19m_{1u}$	$4.28m_{1u}$	$4.30m_{1u}$
$M_{2u} = \frac{3}{4}al_{01}m_{1u}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$1.8m_{1u}$	$1.81m_{1u}$	$1.89m_{1u}$	$1.86m_{1u}$
$M'_{1u}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$10.4m_{1u}$	$31.31m_{1u}$	$10.66m_{1u}$	0
$M'_{1u}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$10.4m_{1u}$	0	$10.66m_{1u}$	$10.66m_{1u}$
$M'_{2u}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$4.8m_{1u}$	$4.84m_{1u}$	0	0
$M'_{2u}/(\text{kN} \cdot \text{m})$	$4.8m_{1u}$	$4.84m_{1u}$	$5.04m_{1u}$	$4.96m_{1u}$
$m_{1u}/(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$	3.01	6.00	4.43	7.23
$m_{2u} = am_{1u}/(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$	1.81	3.60	2.66	4.34
$m'_{1u} = m'_{1u} = \beta m_{1u}/(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$	6.02	—	8.86	—
$m'_{2u} = m'_{2u} = \beta m_{2u}/(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$	3.62	7.20	—	—

(2) 配筋计算

截面配筋计算结果和实际配筋数量如表 2—19 所示。

表 2—19 按弹性理论设计的截面配筋

截 面			项 目			
			h_0/mm	$m/(\text{kN} \cdot \text{m})$	A_s/mm^2	配筋
跨中截面	A 区格	l_{01} 方向	80	3.01	190	$\phi 8@200$
		l_{02} 方向	70	1.81	130	$\phi 8@200$
	B 区格	l_{01} 方向	80	6.0	376	$\phi 10@200$
		l_{02} 方向	70	3.6	258	$\phi 8@200$
	C 区格	l_{01} 方向	80	4.43	278	$\phi 8@170$
		l_{02} 方向	70	2.66	190	$\phi 8@200$
	D 区格	l_{01} 方向	80	7.23	453	$\phi 10@170$
		l_{02} 方向	70	4.34	311	$\phi 8/10@200$
支座截面	A—A	l_{01} 方向	80	6.02	378	$\phi 8/12@200$
		l_{02} 方向	80	3.62	227	$\phi 8@200$
	A—B		80	6.02	378	$\phi 8/10@200$ $\phi 8@200$
	A—C		80	3.62	227	$\phi 8@200$ $\phi 8@400$
	C—D		80	8.86	555	$8/10@170$ $\phi 8@340$
	B—B		80	7.20	451	$8/10@200$ $\phi 8@200$
	B—D		80	7.20	451	$8/10@200$ $\phi 8@200$

板配筋图如图 2—38 所示。

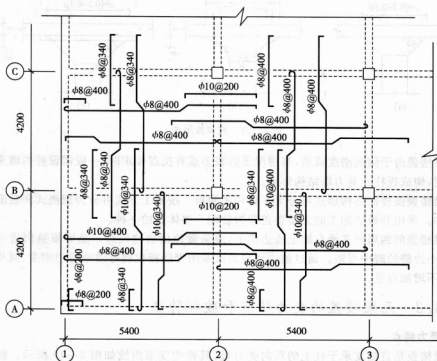


图 2—38 按弹性理论设计时板的配筋图

2.4 无梁楼盖

2.4.1 概述

无梁楼盖中不设置梁肋,是一种双向受力的板柱结构,故又称板柱体系。无梁楼盖中板直接支承在柱上,与相同柱网尺寸的肋梁楼盖相比,其板厚较大。

无梁楼盖的优点是构造高度较小、净空高度较大,板底平整、模板简单,便于施工,有利于采光和通风。根据工程经验,当楼面可变荷载标准值在 5 kN/m^2 以上、跨度在 6 m 以内时,无梁楼盖较肋梁楼盖经济。无梁楼盖常用于多层的工业与民用建筑中,如多层厂房、商场、书库、仓库、冷藏库等,以及水池顶盖和某些整板式基础中。

无梁楼盖的主要缺点是由于取消了肋梁,其抗弯刚度减小、挠度增大;柱子周边的剪应力高度集中,可能会引起局部板的冲切破坏。通过在柱的上端设置柱帽、托板可以减小板的挠度,提高板柱连接处的受冲切能力。当柱网较小($3 \sim 4 \text{ m}$)时,柱顶可不设柱帽,但需在板柱连接处配置剪切钢筋来满足受冲切承载力的要求;当柱网较大($6 \sim 8 \text{ m}$)且荷载较大时,柱顶设柱帽以提高板的受冲切承载力。常用的矩形柱帽有平帽顶板的、有折线顶板的和有矩形顶板的三种型式,如图 2—39 所示,通常柱和柱帽形式为矩形,也可做成圆形。

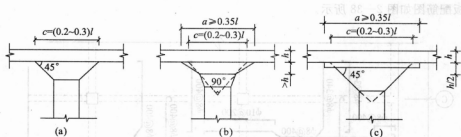


图 2-39 柱帽的形式

无梁楼盖由于侧向刚度较差,当房屋层数较多或有抗震要求时,一般需设剪力墙来增加侧向刚度,构成板柱—剪力墙结构体系。

无梁楼盖按楼面结构形式可分为平板和密肋板。按施工方法可分为现浇式和装配—整体式两种。采用升板法施工的无梁楼盖即为装配—整体式的一种。

无梁楼盖的四周可支承在墙上或边梁上,或悬臂伸出边柱以外。悬臂板挑出适当的距离,能减小边跨的跨中弯矩。通过施加预应力或采用密肋板也能有效地增加刚度、减小板的挠度,而不增加自重。

2.4.2 无梁楼盖的受力特点和破坏特征

1. 受力特点

无梁楼板是直接支承于柱上的双向受力板,其弹性变形曲线如图 2-40 所示。经过理论分析,其受力特点更接近于单向板,只不过单向板是一向由板受弯,另一向由梁受弯;而无梁板在两个方向都是由板受弯。与单向板不同的是:在无梁板计算跨度内的任一截面,内力与变形沿宽度方向是处处不同的。

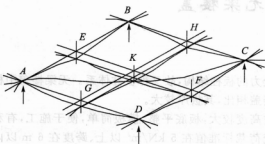


图 2-40 无梁板的弹性变形曲线

通常把无梁楼板在纵、横两个方向上划分为由支承在柱上的柱上板带和弹性支承于柱上板带的跨中板带组成的水平结构,如图 2-41 所示。柱中心线两侧各 $1/4$ 跨度范围内的板带称为柱上板带,跨中板带是柱上板带之间的部分,其宽度是跨度的 $1/2$ 。柱上板带的跨中挠度为 f_1 ,跨中板带的跨中相对挠度为 f_2 ,无梁楼板的跨中总挠度为 $f_1 + f_2$,此挠度较相同柱网尺寸的肋梁楼盖挠度

要大,因而无梁楼盖的板厚应大些。考虑到钢筋混凝土板具有内力重分布的能力,可以假定在同一种板带宽度内,内力的数值是均匀的,钢筋也可以均匀地布置。

2. 破坏特征

图 2-42 所示为有柱帽无梁楼盖在破坏时的裂缝分布。试验中观察到,无梁楼板在开裂前处于弹性工作阶段,在均布荷载作用下,第一批裂缝出现在柱帽顶面上;继续加载,在板顶出现沿柱列轴线的裂缝。随着荷载的不断增大,顶板裂缝不断发展,在板底跨中约 $1/3$ 跨

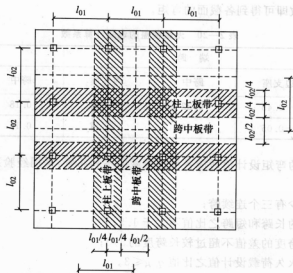


图 2-41 无梁楼盖的板带划分

度内成批地出现互相垂直且平行于柱列轴线的裂缝,当即将破坏时,在柱帽顶面上和柱列轴线的顶板以及跨中板底的裂缝中出现一些特别大的主裂缝,在这些裂缝处,受拉钢筋达到屈服,受压区混凝土被压碎,楼板即告破坏。

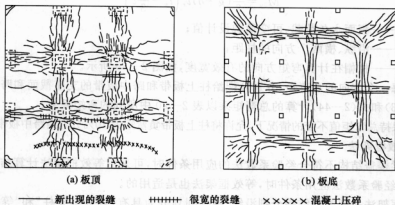


图 2-42 无梁楼盖的破坏裂缝

2.4.3 内力计算

无梁楼盖既可按弹性理论计算内力,也可按塑性理论计算。下面介绍工程设计中常用的两种按弹性理论的计算方法:经验系数法和等效框架法。

1. 经验系数法

经验系数法又称弯矩系数法或直接系数法,是在弹性薄板理论的分析基础上给出了柱上板带和跨中板带在跨中截面、支座截面上的弯矩计算系数;计算时,先算出总弯矩,再乘以



相应的弯矩计算系数即可得到各截面的弯矩。

表 2—20 无梁楼盖的弯矩计算系数

截面位置	端 跨			边 跨	
	边支座	跨中	内支座	跨中	支座
柱上板带	-0.48	0.22	-0.50	0.18	-0.50
跨中板带	-0.05	0.18	-0.17	0.15	-0.17

为了使各截面的弯矩设计值适应各种活荷载的不利布置,采用经验系数法时,必须符合下列条件:

- ①每个方向至少有三个连续跨;
- ②任一区格板的长跨和短跨之比值不大于 1.5;
- ③同方向相邻跨度的差值不超过较长跨度的 1/3;
- ④可变荷载与永久荷载设计值之比值 $q/g \leq 3$ 。

用该方法计算时,板面荷载考虑全部均布荷载,而不必考虑活荷载的不利组合。

经验系数法计算步骤如下:

- ①计算每个区格板中,两个方向的总弯矩设计值,按下式计算:

$$M_{0x} = \frac{1}{8}(g+q)l_y \left(l_x - \frac{2}{3}c\right)^2 \quad (2-43)$$

$$M_{0y} = \frac{1}{8}(g+q)l_x \left(l_y - \frac{2}{3}c\right)^2 \quad (2-44)$$

式中 g, q ——板面永久荷载、可变荷载设计值;

l_x, l_y ——沿纵、横两个方向的柱距;

c ——柱帽在计算弯矩方向的有效宽度,如图 2—39 所示。

- ②将每一个方向的总弯矩,分别分配给柱上板带和跨中板带的支座截面和跨中截面,即将式(2—43)和式(2—44)计算的总弯矩乘以表 2—20 中所列的弯矩系数;

- ③在保持总弯矩值不变的情况下,允许将柱上板带负弯矩的 10% 分配给跨中板带负弯矩。

2. 等效框架法

当无梁楼盖结构不符合经验系数法的应用条件时,可采用等效框架法计算结构的内力。当然,符合经验系数法应用条件时,等效框架法也是适用的。

等效框架法是把整个结构分别沿纵、横柱列划分为具有“等效框架柱”和“等效框架梁”的纵向等效框架和横向等效框架,分别进行计算分析。

等效框架柱的截面即原柱的截面,其计算高度为:对底层,取为基础顶面至楼板底面的高度减去柱帽的高度;对于其他各楼层,取为层高减去柱帽的高度。

等效框架梁就是各层的无梁楼板,其高度为板的厚度,跨度在两个方向分别取为 $l_x - \frac{2}{3}c$ 与 $l_y - \frac{2}{3}c$, c 是柱帽的计算宽度。

进行竖向荷载作用下的内力计算时,等效梁的宽度取为板跨中心线间的距离(l_x 或 l_y)。当仅有竖向荷载作用时,可近似按分层法简化计算等效框架内力。

按等效框架计算时,应考虑可变荷载的最不利布置。但当可变荷载值不超过永久荷载值的 75% 时,可变荷载可按各跨满布考虑。

按框架内力分析得出的柱内力,可以直接用于柱的截面设计。对于梁的控制截面上的弯矩还需分配给柱上板带和跨中板带。即将总弯矩设计值乘以表 2-21 和表 2-22 中的分配比值。

表 2-21 方形板的柱上板带和跨中板带的弯矩分配比值

截面	端 跨			内 跨	
	边支座	跨中	内支座	跨中	支座
柱上板带	0.9	0.55	0.75	0.55	0.75
跨中板带	0.10	0.45	0.25	0.45	0.25

注:本表适用于多跨连续板。

表 2-22 矩形板的柱上板带和跨中板带的弯矩分配比值

l_x/l_y	0.50~0.60		0.60~0.75		0.75~1.33		1.33~1.67		1.67~2.0	
弯矩	-M	M	-M	M	-M	M	-M	M	-M	M
柱上板带	0.55	0.50	0.65	0.55	0.70	0.60	0.80	0.75	0.85	0.85
跨中板带	0.45	0.50	0.35	0.45	0.30	0.40	0.20	0.25	0.15	0.15

注:①本表适用于多跨连续板;

②对有柱帽的平板,表中的分配比值应作如下修正:

负弯矩:柱上板带+0.05, 跨中板带-0.05;

正弯矩:柱上板带-0.05, 跨中板带+0.05。

在保持总弯矩值不变的情况下,允许在板带之间或支座弯矩与跨中弯矩之间相应调幅 10%。

按照弹性薄板解得的弯矩横向分布状况并不完全符合实际,在钢筋混凝土平板中也是存在内力的塑性重分布的现象。由于柱上板带负弯矩分配较多可能造成配筋过密,不便于施工,因此在保持总弯矩值不变的情况下,将柱上板带负弯矩的 10% 分配给跨中板带负弯矩。

对设置柱帽的无梁楼盖,考虑到楼盖中存在的反拱作用,与肋梁楼盖中与梁整体连接板的规定相似,对计算所得的弯矩值予以折减。除边跨和边支座外,所有其余部位截面的弯矩设计值均为按内力分析得到的弯矩乘以 0.8。

水平荷载作用下无梁楼盖结构的内力值也可用等效框架法确定。在无梁楼盖结构中,板的刚度实际上要比取板跨中心线间的全宽计算所得的刚度小得多。对水平荷载作用的情况,等效梁的刚度取值对计算结果影响很大。国内外规范大都取等效梁的宽度小于板跨中心线间的全宽,如我国《钢筋混凝土升板结构技术规范》(GBJ 130-90)对无柱帽板,取其为板跨中心线距离的 3/4。

2.4.4 板柱节点设计

1. 受冲切承载力计算

在集中的柱反力作用下,无梁楼盖的板可能发生冲切破坏。因此需要进行板的受冲承载力计算。



(1)不配置抗冲切箍筋或弯起钢筋的情形

钢筋混凝土板的受冲切承载力按下列公式进行计算(如图 2—43 所示)。

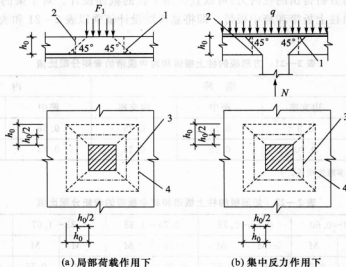


图 2—43 板受冲切承载力计算

1—冲切破坏锥体的斜截面;2—临界截面;3—临界截面的周长;4—冲切破坏锥体的底面线

$$F_l \leq F_{lu} = 0.7\beta_h f_t \eta u_m h_0 \quad (2-45)$$

式中 F_l ——局部荷载设计值或集中反力设计值,当计算无梁楼盖柱帽处的受冲切承载力时,取柱所受的轴向力设计值减去柱顶冲切破坏锥体范围内的荷载设计值;

F_{lu} ——板的受冲切承载力设计值;

β_h ——截面高度影响系数:当 $h \leq 800$ mm 时,取 $\beta_h = 1.0$;当 $h \geq 2000$ mm 时,取 $\beta_h = 0.9$,其间接线性内插法确定;

f_t ——混凝土抗拉强度设计值;

u_m ——临界截面的周长;与局部荷载或集中反力作用面积周边距离为 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长;

h_0 ——截面有效高度,取两个配筋方向的截面有效高度的平均值;

η ——影响系数,按下列公式计算,并取用其中的较小值。

$$\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \quad (2-46)$$

$$\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_m} \quad (2-47)$$

式中 η_1 ——局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数;

η_2 ——临界截面周长与板截面有效高度之比的影响系数;

β_s ——当局部荷载或集中反力的作用面积为矩形时的长边与短边尺寸之比;长边与短边之比过大,会使受冲切承载力有所降低,故 β_s 不宜大于 4;当 $\beta_s < 2$ 时,取 $\beta_s = 2$;当面积为圆形时,取 $\beta_s = 2$;

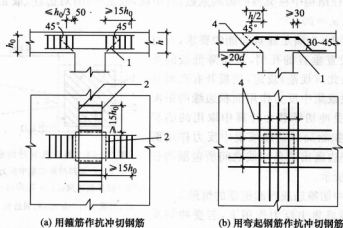


图 2-45 板中抗冲切钢筋布置

1—冲切破坏面;2—架立钢筋;3—箍筋;4—弯起钢筋

板柱结构在竖向荷载和水平荷载作用下,当考虑板柱节点临界截面上的剪应力传递不平衡弯矩,并按式(2-45)或式(2-48)、式(2-49)进行冲切承载力计算时,其集中反力值 F_l 应以等效集中反力值 $F_{l,eq}$ 代替, $F_{l,eq}$ 可按《规范》附录 G 的规定计算。

2. 柱帽

在无梁板下层柱的顶端设置柱帽,可以增大板柱连接面积,提高板的受冲切承载力。设置柱帽还可以减小板的计算跨度和柱的计算长度。但是设置柱帽可能会减少室内的有效空间,给施工也带来诸多不便。柱帽的计算宽度按 45° 压力线确定,一般取 $c=(0.2\sim0.3)l$, l 为板区格的边长;托板宽度一般取 $c\geq 0.35l$,托板厚度一般取板厚的一半,如图 2-39 所示。

柱帽内的应力值通常很小,钢筋按构造要求配置,如图 2-46 所示。

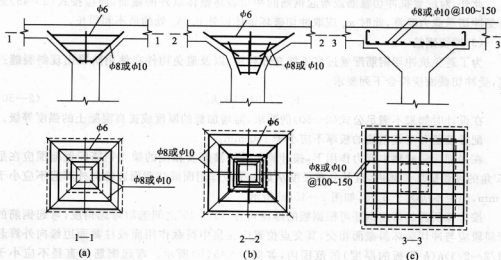


图 2-46 柱帽钢筋配置

对设置柱帽的板,计算受冲切承载力时,将集中荷载的边长取为柱帽计算宽度 c 。由于集中荷载面积成倍放大。通常不配置受冲切钢筋即可以满足受冲切承载力的要求。

2.4.5 无梁楼盖的配筋和构造

1. 板的厚度

当板厚度满足 $h \geq \frac{l}{30}$,且 $h \geq 150$ (无柱帽); $h \geq \frac{l}{35}$,且柱帽宽度 $c = (0.2 \sim 0.3)l$ (有柱帽)的规定时,一般无梁楼盖的挠度可不予计算。

当采用无柱帽时,柱上板带可适当加厚,加厚部分的宽度可取相应板跨的0.3倍左右。

2. 板的配筋

根据柱上和跨中板带截面弯矩算得的钢筋,可沿纵、横两个方向均匀布置于各自的板带上。钢筋的直径和间距,与一般双向板的要求相同,对于承受负弯矩的钢筋,其直径宜小于12 mm,以保证施工时具有一定的刚性。

无梁楼盖中的配筋形式也分为弯起式和分离式两种。钢筋弯起或截断的位置应满足图2—47所示的要求。如果将柱网轴线上一定数量的钢筋连通起来,对于防止因整块板掉落而引起的结构连续性倒塌是有利的。

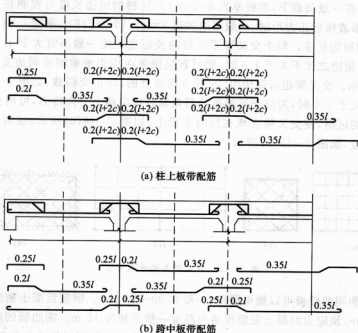


图 2—47 无梁楼盖的配筋构造

3. 边梁

无梁楼盖的周边应设置边梁,其截面高度应不小于板厚的2.5倍,与板形成倒L形截面。边梁除了与边柱上的板带一起承受弯矩外,还要承受垂直于边梁轴线方向的扭矩,所以应配置必要的抗扭构造钢筋。



2.5 井式楼盖和密肋楼盖

2.5.1 概述

在肋梁楼盖或无梁楼盖中,将板底的混凝土进行规则的“挖空”,没有挖空的部分在两个方向形成高度相同的肋(梁),视肋(梁)的间距大小,就形成了井式楼盖或密肋楼盖。

井式楼盖通常采用边长为 $2 \sim 4 \text{ m}$ 的网格,是由双向板与交叉梁系共同组成的楼盖。交叉梁不分主次梁,互为支承,其高度往往相同。密肋楼盖与肋梁楼盖的传力相仿,它是因肋梁排得很密而得名,肋间距一般不大于 1.5 m 。

井式楼盖和密肋楼盖中由肋(梁)形成的网格形状大多为正方形或矩形,也有少量的工程采用三角形或六边形的网格形状。

与普通的肋梁楼盖或无梁楼盖相比,采用井式楼盖或密肋楼盖可以在不增加结构自重的前提下,增加板的结构高度,从而增大结构跨度。而且井式楼盖和密肋楼盖的建筑效果也较好。

交叉梁的布置方式主要有正交正放和正交斜放两种。井式楼盖的交叉梁形成的网格边长宜尽量相等;在一般荷载下,当板厚为 80 mm 时,区格的短边长度可控制在 3.6 m 左右。当平面为正方形或接近正方形时,一般可取梁高 $h = (1/16 \sim 1/18)l$,梁宽 $b = (1/3 \sim 1/4)h$, l 为房间平面的短边长度。每个交叉梁系区格的长短边之比一般不宜大于 1.5 。当空间平面为矩形,且长短边之比不大于 1.5 时,梁可直接搁置在周边承重墙或周边支承主梁上,如图 2-48(a)所示。交叉梁也有采用沿 45° 线方向布置的,即正交斜放,如图 2-48(b)所示。当长短边之比大于 1.5 时,为使交叉梁系的荷载较好地沿两个方向传力,可用支柱将平面划分为同样形状的小区格,使交叉梁支承在柱上主梁上,如图 2-48(c)所示,或者采用沿 45° 线的正交斜放布置,如图 2-48(d)所示。

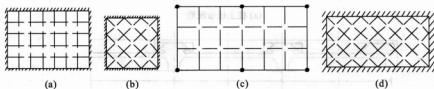


图 2-48 井式楼盖的平面布置

密肋楼盖肋间的楼板可以做得很薄,一般在 $30 \sim 50 \text{ mm}$ 。钢筋混凝土密肋楼盖的跨度一般不超过 9 m ,预应力混凝土密肋楼盖的跨度一般不超过 12 m 。密肋板的浇筑大多采用工具式塑料模壳,密肋的网格尺寸及肋的尺寸由模壳决定。肋可以是单向布置,也可以是双向布置。双向密肋楼盖中的两个方向的肋类似于一个小型井式楼盖,其受力较单向密肋楼盖合理。

工程中采用的密肋楼盖,虽然形式多样,但大多是从普通的无梁楼盖演变而来,如图 2-49 所示。为了保证受冲切承载力,柱顶附近部分范围内的板一般不挖空而保持为实心区,如图 2-49(c)、(d)所示。也可以在柱网轴线上保留一定宽度的实心板带而形成与密肋

板等厚的“暗梁”，如图 2—49(a)、(b)所示，使荷载从板传递到柱的路线更加明确。对预应力密肋楼盖，可采用图 2—49(d)所示的形式，其中一个方向的预应力钢筋集中布置在柱上板带，而另一个方向的预应力钢筋则分散布置在全部板宽内。

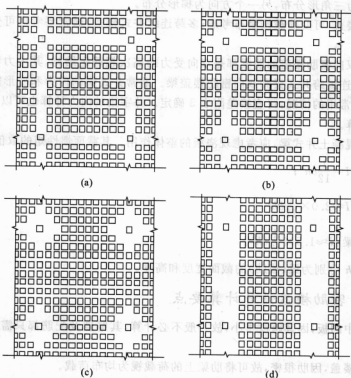


图 2—49 密肋楼盖的形式

有时，由于预应力钢筋布置的需要，密肋楼盖柱网轴线上实心板带的高度大于密肋板而从板底凸出，相当于与柱相连的肋梁，这时的密肋楼盖实际上类似于肋梁楼盖。与普通肋梁楼盖不同的是，这种肋梁的截面呈扁平状，截面的宽度可达截面高度的三倍左右。这种楼盖形式即为近年来应用日益广泛的扁梁楼盖结构。

密肋楼盖中肋的高度，当不验算挠度，可取为 $l/20$ （简支时）；弹性约束支座时可取为 $l/25$ ， l 为肋的跨度。肋中纵向受力钢筋一般用 1 根或 2 根（当肋宽大于 100 mm 而弯矩较大时，可用 3 根）。纵筋的直径为 10~18 mm，保护层可用 15~20 mm。钢筋常按构造布置，直径为 4~6 mm，间距 250~400 mm。

2.5.2 井式楼盖设计计算要点

井式楼盖中的板可按双向板进行设计，不考虑梁的挠度影响。两个方向的梁共同直接承受由板传来的荷载。

在一个跨度范围内，当格数多于 5×5 格时，可近似地按“拟板法”进行计算。所谓拟板法，就是按截面抗弯刚度相等（按弹性分析即为截面惯性矩相等）的原则，将井式梁及其板面

比拟为等厚的板来进行计算的方法。

当格数少于 5×5 格时,可以忽略井式梁交叉点处的扭矩,按交叉梁系进行计算。当板的区格为正方形时,井式梁上的荷载在两个方向都是三角形分布;当板的区格为矩形时,则一个方向荷载为三角形分布,另一个方向为梯形分布。

单跨井式楼盖,可变荷载按满布考虑;多跨连续井式楼盖,通常要考虑可变荷载的不利布置。

井式梁和双向密肋楼盖的肋梁都是双向受力的高次超静定结构,其内力和变形计算十分复杂,特别是连续跨井式梁和双向密肋楼盖梁。通常井式梁的内力和变形需进行专门的计算,对于一些常用的情况,可直接按附表 3 确定。井字梁的内力计算也可以利用已有的计算手册进行计算。

对于钢筋混凝土井式梁,应考虑现浇板的整体作用。其截面惯性矩的取值如下:

$$\textcircled{1} \text{ 矩形梁: } I = \frac{1}{12}bh^3;$$

$$\textcircled{2} \text{ T 形梁: } I \approx 2.0 \times \frac{1}{12}bh^3;$$

$$\textcircled{3} \text{ 倒 L 形梁: } I \approx 1.5 \times \frac{1}{12}bh^3。$$

这里, b 和 h 分别为梁(或肋)的截面宽度和高度。

2.5.3 密肋楼盖设计计算要点

密肋楼盖中的板,因其跨度很小,故一般不必计算,其厚度及配筋都只需满足构造要求即可。

双向密肋楼盖,因肋很密,故可将肋梁上的荷载视为均布荷载。

密肋楼盖的肋中,钢筋延伸长度可采用平板的规定。对配置负弯矩钢筋的区段(包括实心区在内)应配置封闭的箍筋;在正弯矩区段可采用开口箍筋。

1. 无梁密肋楼盖的内力计算

单跨密肋楼盖,可变荷载按满布考虑;多跨连续密肋楼盖,通常要考虑可变荷载的不利布置。

对由无梁楼盖演变而来的各种形式的密肋楼盖,如果柱上板带和跨中板带的宽度内均含有不少于三个肋(注:对密肋楼盖此条件一般均能满足),可认为其近似于平板,可以采用前述无梁楼盖的经验系数法或等效框架法进行设计计算。如果密肋楼盖柱上板带的抗弯刚度超出跨中板带的 10% 以上,可以近似地按两者刚度的比例变化,相应增加柱上板带的弯矩分配比例,减少跨中板带的弯矩分配比例。将计算得到的柱上板带和跨中板带的弯矩,按肋间距的大小分配到各个肋,据此确定肋的截面配筋。

正弯矩作用时,肋按 T 形截面计算,肋宽取为肋顶与肋底宽度的平均值;如果翼缘的高度不大于肋板总高度的 1/10 时,可忽略翼缘的作用,按矩形截面计算。负弯矩作用时,肋按矩形截面计算,肋宽取为肋底的宽度。

对柱端附近的实心区板,应验算其受冲切承载力,并且实心区四周与密肋相连处的斜面受冲切承载力之和应不小于冲切荷载。

2. 有梁密肋楼盖的内力计算

对柱网轴线上有梁的密肋楼盖,目前有两种计算方法:一种是按梁楼盖进行计算,假定密肋板是完全支承在这些通过柱网轴线的梁上;另一种则仍按无梁楼盖进行计算,将梁视为柱上板带的组成部分,根据梁与板抗弯刚度比值计算内力。

对于钢筋混凝土密肋楼盖的肋梁,也应考虑现浇板的整体作用。其截面惯性矩的取值与井式梁相同。

2.6 装配式混凝土楼盖

装配式楼盖在工业与民用建筑中得到广泛应用,采用装配式楼盖,往往可以加快施工进度,但需运输构件和吊装设备,与现浇楼盖相比,可节约模板。装配式楼盖主要有铺板式、密肋式和无梁式等,其中铺板式应用最广。铺板式楼盖的主要构件是预制板和预制梁。本节着重介绍铺板式楼盖的设计。

铺板式楼盖主要由预制混凝土铺板搁置在承重墙或梁上构成。各地大量采用的是本地区的通用定型构件、由各地预制构件厂供应,当有特殊要求,或施工条件受到限制时,才进行专用的构件设计。预制构件可以是预应力的,也可以是非预应力的。

设计时,一方面应注意合理地进行楼盖结构布置和预制构件选型;另一方面要处理好预制构件间的连接以及预制构件和墙(柱)的连接。

装配铺板式楼盖设计的主要步骤如下:

- ① 根据建筑平面图、墙、柱位置,确定楼盖结构布置方案,排列预制梁、板;
- ② 选择预制板、梁型号,并对个别非标准构件进行设计,或局部采用现浇处理;
- ③ 绘制施工图,处理好楼盖构件的连接构造。

2.6.1 预制板与预制梁

1. 预制板

预制板形式多种多样。

常用的预制铺板有实心板、空心板、槽形板、T形板等,如图 2—50 所示,其中以空心板的应用最为广泛。

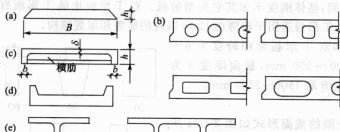


图 2—50 预制铺板的截面型式

(1) 实心板

实心板如图 2—50(a)所示,上下表面平整,制作简单,但材料用量较多,自重较大,刚度



小,适用于荷载及跨度较小的走道板、管沟盖板、楼梯平台板等。常用跨度 $l=1.8\sim 2.4\text{ m}$;板厚 $h\geq l/30$,常用 $50\sim 100\text{ mm}$;板宽(标志尺寸) $B=500\sim 1000\text{ mm}$ 。

(2) 空心板

空心板用料省、自重轻、隔音效果好、上下板面平整,截面高度较实心板大,故其刚度较大。其顶棚或楼面易于处理,因而在装配式楼盖中应用非常广泛,但空心板的缺点是板面不能任意开洞。

空心板截面的空洞有圆形、方形、矩形或椭圆形,如图 2—50(b)所示,为避免空心板端部压坏,在板端应塞混凝土堵头。

空心板在进行受弯承载力计算时,可将截面换算成等效的工形截面进行计算。将圆孔换算成矩形孔,其换算的原则是两者的面积和惯性矩相等,截面形心位置不变,板的总高度和宽度也不变。

普通钢筋混凝土空心板常用跨度为 $2.4\sim 4.8\text{ m}$,预应力混凝土空心板常用跨度为 $2.4\sim 7.5\text{ m}$ 。普通钢筋混凝土空心板板厚为 $h\geq (1/20\sim 1/25)l$;预应力混凝土空心板板厚为 $h\geq (1/30\sim 1/35)l$,其取值宜符合砖的模数,通常有 120 mm 、 180 mm 和 240 mm 几种。常用宽度 $B=600\text{ mm}$ 、 900 mm 和 1200 mm 。

(3) 槽形板

槽形板有肋向下的正槽形板(如图 2—50(c)所示)和肋向上的倒槽形板(如图 2—50(d)所示)两种,正槽形板自重轻,材料省,可以较充分地利用板面混凝土受压,开洞方便,但不易形成平整的天棚,隔音隔热效果较差。

槽形板的常用跨度 $l=1.5\sim 5.6\text{ m}$,而板面厚度 $\delta=25\sim 30\text{ mm}$,纵肋高 $h=(1/17\sim 1/22)l$,一般 h 取 120 mm 、 180 mm 和 240 mm ;肋宽 b 为 $50\sim 80\text{ mm}$;常用板宽 B 为 500 mm 、 600 mm 、 900 mm 和 1200 mm 。

为了加强槽形板刚度,使两条纵肋能很好地协同工作,避免纵肋在施工中因受扭产生裂缝,一般均加设小的横肋。

槽形板除可作一般的楼面外,还可适用于厨房、厕所等楼面,目前在工业厂房中应用比较广泛。

(4) T 形板

T 形板有单 T 板和双 T 板两种,如图 2—50(e)所示。T 形板受力性能良好,布置灵活,能跨越较大的空间,整体刚度不如其它类型的板。双 T 形板比单 T 形板有较好的整体刚度,但自重较大。T 形板适用于板跨在 12 m 以内的楼盖和屋盖结构。

单 T 形板和双 T 形板常用跨度为 $6\sim 12\text{ m}$,肋高为 $300\sim 500\text{ mm}$,板面厚度 δ 为 $40\sim 50\text{ mm}$,板宽 B 取 $1500\sim 2100\text{ mm}$ 。

2. 预制梁

预制混凝土梁的截面形式如图 2—51 所示,一般多为单跨,可以是简支梁或伸臂梁,有时也采用连续梁。梁的截面多为矩形。当梁截面较高时,采用十字形梁或花篮形梁,可增加房屋净空高度。为便于布板和砌墙,还可设

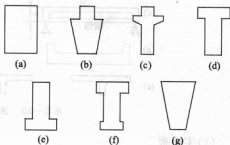


图 2—51 预制梁截面形式

计成 T 形梁和倒 L 形梁。梁的高跨比一般为 $1/14 \sim 1/8$ 。

2.6.2 装配式楼盖构件的计算特点

装配式楼盖主要构件是梁和板,其使用阶段承载力、变形和裂缝宽度验算与现浇式结构完全相同。还需要进行施工阶段的验算(包括吊环、吊钩的计算)。

1. 施工阶段的验算

对于装配式钢筋混凝土梁板构件,必须进行运输和吊装验算。对于预应力混凝土构件,还应进行张拉(后张法构件)和放松(先张法构件)时构件承载力和抗裂度的验算。这时,应注意下列几个问题:

(1) 计算简图

按构件实际堆放情况和吊点位置确定计算简图。

(2) 动力系数

考虑运输、吊装时的动力作用,构件自重应乘以 1.5 的动力系数。

(3) 施工或检修集中荷载

对于预制楼板、挑檐板、雨篷板等构件,应考虑在其最不利位置作用 1 kN 的施工集中荷载(当计算挑檐、雨篷承载力时,沿板宽每隔 1 m 考虑一个集中荷载;在验算其倾覆时,沿板宽每隔 $2.5 \sim 3 \text{ m}$ 考虑一个集中荷载),该集中荷载与使用活荷载不同时考虑。

(4) 安全等级

因施工阶段承载力是属临时性的,验算时结构重要性系数应较使用阶段计算降低一级,但不得低于三级。

2. 吊环的计算

在吊装过程中,每个吊环可考虑两个截面受力,故吊环截面面积可按下式计算:

$$A = \frac{G_s}{2m[\sigma_s]} \quad (2-51)$$

式中 G_s ——构件自重的标准值(不考虑动力系数);

m ——受力吊环数,当构件设有 4 个吊环时,最多只能考虑 3 个,即取 $m=3$;

$[\sigma_s]$ ——吊环钢的容许设计拉应力。

吊环应采用 HPB235 级钢筋,严禁使用冷拉钢筋,以防脆断。吊环埋入构件的深度应不小于 $30d$ (d 为吊环钢筋直径),并宜焊接或绑扎在构件钢筋的骨架上。

2.6.3 铺板式楼盖的布置与连接

1. 铺板式楼盖板的布置

铺板式楼盖的结构布置,应根据建筑平面尺寸、墙体承重方案及施工吊装能力等要求综合考虑。在混合结构房屋中,一般有下列几种布置方案:

(1) 纵向布置

当房屋开间不大、横墙较多时,通常可将预制楼板沿房屋纵向直接搁置于横墙上。在横墙间距较大的情况下,也可通过在纵墙上架设横梁,将预制楼板沿纵向搁置在横墙或横梁上。

(2) 横向布置

当横墙间距较大,且层高又受到限制时,可将板沿横向直接搁置在纵墙上。



(3) 混合布置

楼盖中部分预制板沿纵向布置,部分预制板沿横向布置。

结构布置方案确定后,即可根据建筑平面尺寸从定型图集中选择合适的预制板。如果预制板铺排后还剩下空隙,可采用下列措施加以处理:

(1) 调整板缝

预制铺板的实际宽度均比标志宽度小 10~20 mm,即正常情况下板间已有 10~20 mm 的缝隙。当板排下来剩有一定空隙时,如空隙不大,可通过适当调整板缝宽度使空隙匀开,但每缝调整不宜超过 ± 10 mm。

(2) 采用调缝板

调缝板一般宽度为 400 mm,以它替换标准板可调整宽为 100 mm 倍数的空隙。

(3) 采用挑砖

当排版所留空隙小于半砖(120 mm)时,可通过自墙面挑砖的办法来填补空隙。

(4) 采用局部现浇

当上述各种方法均不合适时,可在空隙处吊上底模浇筑现浇混凝土板带。

2. 铺板式楼盖的连接

铺板式楼盖由预制构件所组成,这些构件大都简支在砖墙或大梁上,其整体性较差。为了加强楼面在竖向荷载作用下楼盖垂直方向的整体性,改善各独立铺板的工作性能;以及在水平荷载作用下,保证墙体和楼盖的共同工作,将外力直接可靠地传递至基础,设计中应处理好构件间的连接构造问题。

(1) 板与板的连接

一般情况下应采用强度不低于 C15 细石混凝土或 M15 的砂浆灌缝的办法,灌缝必须密实,如图 2-52(a)所示。当楼面有振动荷载或房屋有抗震设防要求时,应在板缝内设置拉结钢筋以加强其整体刚性,如图 2-52(b)所示。必要时可在板上现浇一层配有钢筋网的混凝土面层。

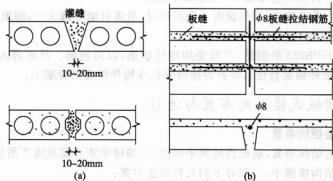


图 2-52 板与板的连接构造

(2) 板与墙和板与梁的连接

板与其支承墙和梁的连接,一般采用在支座上坐浆厚度约为 10~20 mm。板在墙上支承宽度应不小于 100 mm,在钢筋混凝土梁上支承宽度应不小于 60~80 mm 方能保证梁、板

的牢固性。

板与非支承墙和梁的连接,一般采用细石混凝土灌缝。当板跨度大于 4.8 m 时,将钢筋混凝土圈梁设置于楼盖平面以增强其整体性,如图 2-53(a)所示,或配置锚拉筋以加强其与墙体的连接,如图 2-53(b)所示。

(3) 梁与墙的连接

梁在砖墙上的支承长度,应满足梁内受力钢筋在支座处的锚固要求和支座处砌体局部受压承载力的要求。当砌体局部受压承载力不足时,应按《砌体结构设计规范》设置梁下垫块。

预制梁在墙上支承长度应不小于 180 mm,在支承处坐浆 10~20 mm;必要时在梁端设置拉结钢筋。

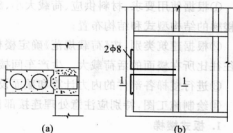


图 2-53 板与非支承墙的连接构造

2.7 楼梯和雨篷

钢筋混凝土梁板结构还在楼梯、挑檐、雨篷、阳台等结构得到应用。本节着重介绍楼梯和雨篷的设计计算及构造特点。

2.7.1 楼梯

钢筋混凝土楼梯按施工方式可分为现浇式和装配式两种。现浇式楼梯按其结构型式和受力特点可分为板式楼梯和梁式楼梯。当梯段的水平投影跨度不大于 3 m 时,宜采用板式楼梯。当梯段的水平投影跨度大于 3 m 时,宜采用梁式楼梯。板式楼梯与梁式楼梯相比外观比较轻巧,下表面平整,施工比较简单,但斜板较厚,其混凝土用量和钢材用量都较多;在跨度和荷载不大时,也可采用折板式楼梯。公共建筑有时也采用一些特种楼梯,如螺旋板式楼梯和悬挑板式楼梯,如图 2-54 所示。

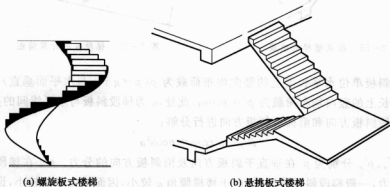


图 2-54 特种楼梯

楼梯的平面布置、踏步尺寸、栏杆形式等由建筑设计确定。



楼梯结构设计包括以下内容:

①根据使用要求、材料供应、荷载大小、施工条件等因素以及适用、经济、美观的原则,确定楼梯的结构型式和结构布置;

②根据建筑类别,按《荷载规范》确定楼梯的活荷载标准值。需要注意的是楼梯的活荷载往往比所在楼面的活荷载大。生产车间楼梯的活荷载可按实际情况确定;

③进行楼梯各部件的内力计算和截面设计;

④绘制施工图,特别应注意处理连接部位的配筋构造。

1. 板式楼梯

板式楼梯由梯段斜板、平台板和平台梁组成,如图 2—55 所示。

(1) 梯段斜板

① 内力计算

梯段斜板是斜放的齿形板,支承在平台梁上和楼层梁上,底层下端一般支承在地基墙上。

设计时,近似假定梯段斜板和平台板均简支在平台梁上。梯段斜板按简支斜梁计算,取 1 m 宽的板带作为计算单元,计算简图如图 2—56 所示。



图 2—55 板式楼梯的组成

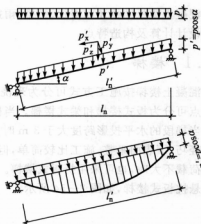


图 2—56 梯段板的计算简图

设梯段斜板单位水平长度上的竖向均布荷载为 $p(p=g+q$ 与水平面垂直), 则沿梯段斜板单位斜长上的竖向均布荷载为 $p'=p\cos\alpha$, 此处, α 为梯段斜板与水平线间的夹角, 将 p' 在垂直于梯段斜板方向和沿梯段斜板方向进行分解:

$$p'_y = p' \cos\alpha = p \cos^2\alpha$$

此处 p'_y 、 p'_x 分别为 p' 在垂直于斜板方向及沿斜板方向的分力。 p'_x 在梯段斜板横截面上产生轴力, 一般梯段斜板设计时, 由于楼梯倾角 α 较小, 因而轴力影响较小, 设计时可不予考虑; 只考虑 p'_y 对梯段斜板的弯曲作用。

梯段斜板的计算跨度取平台梁间的斜向净跨度 l'_n , 设 l_n 为梯段斜板沿水平方向的净跨度, 因 $l_n = l'_n \cos\alpha$, 故梯段斜板的跨中最大弯矩和支座边缘处最大剪力分别为

$$M_{\max} = \frac{1}{8} p' y (l'_n)^2 = \frac{1}{8} p \cos^2 \alpha \left(\frac{l_n}{\cos \alpha} \right)^2 = \frac{1}{8} p l_n^2 \quad (2-52)$$

$$V_{\max} = \frac{1}{2} p' y l'_n = \frac{1}{2} p \cos^2 \alpha \frac{l_n}{\cos \alpha} = \frac{1}{2} p l_n \cos \alpha \quad (2-53)$$

可见,简支斜梁在竖向均布荷载 p 作用下受力特点为:

- 跨中最大弯矩等于其水平投影长度的简支梁在 P 作用下的跨中最大弯矩;
- 支座边缘处最大剪力等于其水平投影长度的简支梁在 P 作用下的支座边缘处最大剪力乘以 $\cos \alpha$ 。

由于梯段斜板与平台梁整浇,平台梁对斜板的变形有一定嵌固作用,可使梯段斜板的跨中弯矩减小,故梯段斜板的跨中弯矩可以近似取 $M = \frac{1}{10} p l_n^2$ 。

②构造要求

梯段斜板的截面高度应垂直于斜面量取,并取齿形的最薄处,一般约为 $(1/25 \sim 1/15) l'_n$ 。

为了避免板在支座处产生裂缝,应在板面配置一定数量钢筋,一般取 $\phi 8 @ 200$,锚固长度为 $l_n/4$ 。斜板分布钢筋可采用 $\phi 6$ 或 $\phi 8$,每级踏步一根,应布置在受力钢筋内侧,如图 2-57 所示。梯段斜板的配筋可采用弯起式,也可采用分离式。

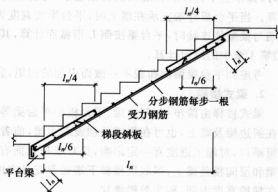


图 2-57 梯段斜板配筋构造

(2)平台板

①内力计算

平台板一般为单向板,取 1 m 宽板带作为计算单元。根据支承情况,其内力计算分别按下列两种情形进行:

当平台板一端与平台梁整体连结,另一端支承在砖墙上时,如图 2-58(a)所示,跨中弯矩可取 $M = \frac{1}{8} p l^2$;当平台板外端与过梁整体连接时,如图 2-48(b)所示,考虑到平台梁及过梁对板的部分嵌固作用,跨中弯矩可取 $M = \frac{1}{10} p l^2$;此, l 为平台板计算跨度, p 为平台板 1 m 宽板带每单位长度上的均布荷载设计值。

②构造要求

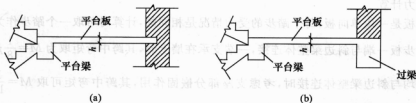


图 2-58 平台板的支承情况



当平台板的跨度远小于梯段斜板的水平跨度时,平台板中可能出现负弯矩,这时板中负弯矩钢筋应通跨布置。考虑到板支座的转动会受到平台梁或过梁的一定嵌固约束,一般应将板下部受力钢筋在支座附近弯起一半,必要时可在支座处板上面配置一定数量钢筋,伸出支承边缘长度为 $l_a/4$,如图 2-59 所示。

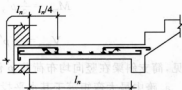


图 2-59 平台板配筋

(3) 平台梁

板式楼梯平台梁,一般均为简支在楼梯间两侧的墙上。其截面高度不小于 $l/12$ (l 为平台梁的计算跨度)。平台梁除承受自重和平台板传来的均布荷载 p_1 外,还承受梯段斜板传来的均布荷载 p_2 和 p_3 。当上下梯段斜板等长时, $p_2 = p_3$,其计算简图如图 2-60 所示。计算时,如果上下梯段斜板之间的孔隙较小,可忽略孔隙的存在,按荷载满布于全跨的简支梁计算。当平台板外端支承在墙上时,平台梁按宽度为其肋宽 b 的矩形截面梁计算;当平台板外端与梁整体连接时,平台梁按倒 L 形截面计算,其翼缘计算宽度 b'_f 按《混凝土结构设计原理》第 4 章中的规定计算。

考虑到平台梁两侧荷载不一致而引起的扭矩,宜酌量增加其箍筋用量。

2. 梁式楼梯

梁式楼梯由踏步板、斜边梁、平台板和平台梁等构件组成,如图 2-61 所示。踏步板支承在斜边梁及墙上,也可在靠墙处加设斜边梁,前者虽然能节省一根斜边梁,但砌墙时需要预留槽口,对施工进度有一定影响,且对墙身截面有所削弱,故不宜采用。斜边梁支承在平台梁和层间楼盖梁上,但底层楼梯下端通常支承在地基墙上。当楼梯宽度较小时,可将斜梁设在梯段宽度中间,称为单梁楼梯。

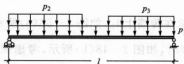


图 2-60 平台梁计算简图

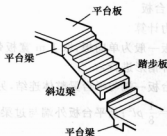


图 2-61 梁式楼梯的组成

(1) 踏步板

① 内力计算

踏步板是一块单向板,每个踏步的受力情况是相同的,计算时可取一个踏步作为计算单元。当踏步板一端与斜边梁整体连接,一端支承在墙上时,其跨中弯矩取为 $M = \frac{1}{8} p l^2$;当踏步板两端均与斜边梁整体连接时,考虑支座部分嵌固作用,其跨中弯矩可取 $M = \frac{1}{10} p l^2$;此处, l 为踏步板计算跨度。

踏步板的截面为梯形,可按截面面积相等的原则换算成同宽度的矩形截面简支梁进行

计算,截面的折算高度为 $h = \frac{c}{2} + \frac{\delta}{\cos \alpha}$, 如图 2—62(a) 所示;也可近似取折算高度为平均高度 $h = \frac{(h_1 + h_2)}{2}$, 如图 2—62(b) 所示。

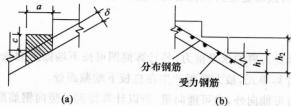


图 2—62 踏步板截面及配筋

②构造要求

踏步板的斜板厚 δ 一般不小于 30~40 mm, 每一踏步一般需配置不少 $2\phi 6$ 的受力钢筋, 沿斜向布置的分布钢筋直径不小于 $\phi 6$, 间距不大于 300 mm, 如图 2—62(b) 所示。踏步板在支座处承受可能出现的负弯矩, 踏步板内每两根受力钢筋中弯起一根, 如图 2—63 所示。

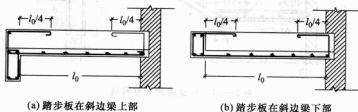


图 2—63 踏步板内钢筋弯起

(2)斜边梁

梁式楼梯的斜边梁一般均在踏步板两侧设置, 当采用钢筋混凝土栏板时, 可利用栏板代替一侧的斜边梁而形成栏板梁。

斜边梁的计算原理同板式楼梯中的梯段斜板。如采用单梁楼梯, 踏步板按双悬臂设计, 斜中梁按 T 形截面的弯剪扭构件设计。扭矩是考虑活载布置在踏步一侧时所产生的。

斜边梁计算截面型式的确定与斜边梁和踏步板的位置有关。

①当踏步板在斜边梁上部时, 即斜边梁上面做踏步时, 如图 2—63(a) 所示。此时, 当仅有一根斜边梁时, 斜边梁按矩形截面计算; 当有两根斜边梁时, 可按倒 L 形截面计算;

②当踏步板在斜边梁下部时, 即踏步板全部包括在斜边梁高度范围内, 如图 2—63(b) 所示, 则斜边梁按矩形截面计算。

在截面设计时, 斜边梁截面的高度取垂直于斜梁轴线的最小高度, 一般 $h \geq l/20$ (l 为斜边梁水平投影计算跨度)。

当用栏板代替斜梁, 栏板就成了一根支承在平台梁或楼盖梁上的斜向栏板梁。除承受踏步板传来的荷载及自重外, 因其起栏杆作用, 所以还承受着人群水平推力。其内力应按下



述两部分计算:

①按斜边梁计算

栏板梁承受踏步板传来的荷载和自重,内力计算方法同板式楼梯的梯段斜板。栏板梁按矩形截面进行计算,截面宽度为栏板梁的厚度,一般取 70 mm,截面高度 h 为垂直栏板梁轴线的高度。

②按悬臂板计算

由于栏板梁还受人群的水平推力,其计算简图可按下端固定的悬臂板计算,计算时可取 1 m 宽板带作为计算单元,最大弯矩产生在栏板下端截面处。

考虑到水平推力可能向外,也可能向里,所以计算得到的竖向钢筋配置在栏板厚度的中间,故栏板的截面有效高度取板厚的一半。

斜边梁的配筋构造如图 2—64 所示。

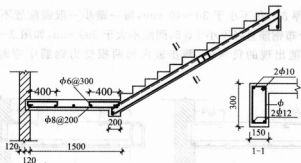


图 2—64 斜边梁的配筋构造

(3)平台梁

平台梁除承受自重及直接作用于其上的活荷载外,还承受由平台板传来的均布荷载及斜边梁传来的集中荷载。当上下楼梯斜边梁等长时,其传来的集中荷载相等,平台梁两端支承在墙上时,平台梁的计算简图如图 2—65 所示。

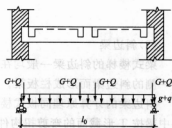


图 2—65 平台梁计算简图

(4)平台板

计算与板式楼梯平台板相同。

3. 其他形式楼梯

(1)装配式楼梯

装配式楼梯中各个构件的计算与现浇式楼梯相同,构件之间的连接通常做成简支,所以各个预制构件按简支板计算。

现浇楼梯中,踏步板连成一体,当一个踏步受集中荷载时,其他踏步板可共同工作,故可按均布荷载计算。而对于预制踏步板,则需考虑每块踏步板单独承受集中荷载的情况。通常预制踏步板是按承受本身自重和跨中作用一集中荷载的简支板计算,集中荷载一般可取 1.5 kN。

(2) 折线形楼梯

当楼梯下净空不够, 可将板式楼梯的梯段斜板做成折线形, 省去平台梁, 如图 2-66(a) 所示; 或将支承梯段斜板的楼层梁向外移, 如图 2-56(b) 所示, 形成不等跑的梯段。

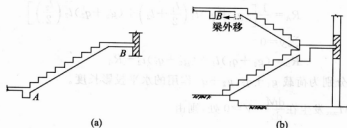


图 2-66 折线形楼梯

当房屋层高较大, 楼梯间进深不够且开间较大时, 可做成三折式楼梯, 如图 2-67 所示。其中 TB_1 为板式楼梯的梯段斜板, 一端支承于折线形斜梁 TL_1 上, 一端支承在楼盖梁 TL_2 上。从图中可知左右两侧跑为板式楼梯, 中间跑为 TB_2 为梁式楼梯, 斜边梁 TL_1 、 TL_3 均为折线形梁。

折线形梁的计算方法与水平梁的计算方法相似。由式(2-52)和式(2-53)可知在现浇梁式楼梯中, 计算斜边梁的弯矩可按平放的梁进行计算, 只是跨度取水平投影长度。因此, 对折线梯段板(梁)同样可视为一个平放的板(梁)来分析, 即将梯段板(梁)的计算跨度取水平投影长度, 斜向荷载化为水平方向分布的荷载, 然后按一般平板(梁)计算弯矩, 斜向梯段板(梁)的剪力则为平板(梁)求得的剪力乘以 $\cos\alpha$, 轴力可忽略不计。

图 2-68 为一折线形斜板(梁)计算简图, 由于折线形斜板(梁)部分有三角形踏步, 其自重较水平部分大。同时, 斜板(梁)部分的自重化为沿水平方向分布时又要增大 $1/\cos\alpha$ 倍, 所以, 斜板(梁)部分的荷载 g_1+q_1 大于水平部分的荷载 g_2+q_2 。

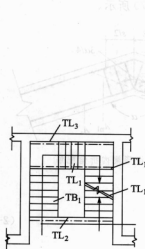


图 2-67 三跑楼梯

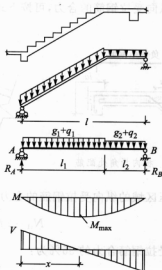


图 2-68 折线形斜板(梁)计算简图与内力图



折线形板(梁)的最大弯矩不是在跨度中点,而是距离支座 A 为 x 处, x 的求法如下:

先求支座反力 R_A 、 R_B ,

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A = \frac{1}{l} \left[(g_1 + q_1) l_1 \left(\frac{l_1}{2} + l_2 \right) + (g_2 + q_2) l_2 \left(\frac{l_2}{2} \right) \right]$$

$$\sum y = 0$$

$$R_B = (g_1 + q_1) l_1 + (g_2 + q_2) l_2 - R_A$$

式中 l_1 、 l_2 分别为荷载 $g_1 + q_1$ 、 $g_2 + q_2$ 作用的水平投影长度。

最大弯矩 M_{\max} 发生在 $\frac{dM}{dx} = V = 0$ 处, 则由

$$V = R_A - (g_1 + q_1)x = 0$$

可计算出 x

最大弯矩为

$$M_{\max} = R_A \cdot x - \frac{(g_1 + q_1)}{2} x^2$$

如为折线形斜梁, 则 M_{\max} 即为计算弯矩; 如为折线形斜板, 考虑到两端有一定的嵌固作用, 故跨中计算弯矩可取 $M = 0.8 M_{\max}$ 。

对于板式楼梯, 梯段斜板成为折线形时, 如图 2—68 所示, 设计中应注意以下两个问题:

①梯段中的水平段, 其板厚应与梯段斜板相同, 不能处理成和平台板同厚;

②折角处的下部受拉纵筋不允许沿板底弯折, 以免产生向外的合力将该处的混凝土崩脱, 应将该处纵筋断开, 各自延伸至上面再行锚固。若板的弯折位置靠近楼层梁, 板内可能出现负弯矩, 则板上面还应配置承担负弯矩的短钢筋, 如图 2—69 所示。

对于梁式楼梯, 出现折线形斜梁时, 折线形斜梁内折角处的受拉纵向钢筋应分开配置, 并各自延伸以满足锚固要求, 同时还应在该处增设附加箍筋。该箍筋应足以承受未伸入受压区域的纵向受拉钢筋的合力, 且在任何情况下不应小于全部纵向受拉钢筋合力的 35%; 由箍筋承受的纵向受拉钢筋的合力, 可按下式计算, 如图 2—70 所示。

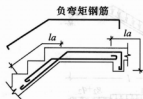


图 2—69 板内折角处配筋

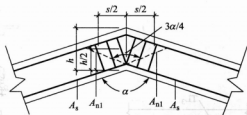


图 2—70 折线形梁内折角配筋

未伸入受压区域的纵向受拉钢筋的合力为:

$$N_{s1} = 2 f_y A_{s1} \cos \frac{\alpha}{2} \quad (2-54)$$

全部纵向受拉钢筋合力的 35% 为:

$$N_{s2} = 0.7 f_y A_s \cos \frac{\alpha}{2} \quad (2-55)$$

式中 A_s ——全部纵向受拉钢筋的截面面积;

A_{s1} ——未伸入受压区域的纵向受拉钢筋的截面面积;

α ——构件的内折角。

按上述条件求得的箍筋,应设置在长度为 $s = h \tan \frac{3\alpha}{2}$ 的范围内。

例 2—1 已知一教学楼的现浇板式楼梯,楼梯平面布置如图 2—61 所示,层高 3.6 m,踏步尺寸为 150 mm×300 mm,混凝土强度等级为 C30,板中钢筋采用 HPB235 级钢,梁中纵筋采用 HRB335 级钢,楼梯上作用均布荷载标准值为 3.5 N/mm²,试设计此楼梯。

4. 设计例题

例 2—1 已知某公共建筑现浇板式楼梯,平面布置如图 2—71 所示,层高 3600 mm,踏步尺寸为 300 mm×150 mm,混凝土强度等级为 C20,梁中纵筋采用 HRB335 级钢,其余钢筋采用 HPB235 级钢,楼梯上作用均布荷载标准值 $q_k = 3.5 \text{ kN/m}^2$,试设计此楼梯。

解:(1)梯段斜板设计

斜板水平计算跨度取净跨度 $l_n = 3300$

mm,斜板的倾角 $\tan \alpha = \frac{150}{300} = 0.5$,则 $\cos \alpha =$

0.894。

斜板的斜向净跨度 $l'_n = \frac{l_n}{\cos \alpha} = \frac{3300}{0.894} = 3591 \text{ mm}$

$h = \left(\frac{1}{15} \sim \frac{1}{25}\right) l'_n = \left(\frac{1}{15} \sim \frac{1}{25}\right) \times 3591 = 103 \sim 239 \text{ mm}$,故取板厚 $h = 120 \text{ mm}$,取 1 m 宽板带计算。

①荷载计算

永久荷载标准值:

栏杆自重

0.2 kN/m²

水磨石面层

$(0.15 + 0.30) \times 0.65 / 0.3 = 0.975 \text{ kN/m}^2$

三角形踏步

$0.5 \times 0.15 \times 0.30 \times 25 / 0.3 = 1.88 \text{ kN/m}^2$

120 mm 厚混凝土斜板

$0.12 \times 25 / 0.894 = 3.36 \text{ kN/m}^2$

20 mm 厚板底抹灰

$0.02 \times 17 / 0.894 = 0.38 \text{ kN/m}^2$

$g_k = 6.60 \text{ kN/m}^2$

可变荷载标准值:

$q_k = 3.5 \text{ kN/m}^2$

②内力计算

由可变荷载效应控制的组合 $p = 1.2 \times 6.60 + 1.4 \times 3.5 = 12.82 \text{ kN/m}$

斜板跨中弯矩

$M = \frac{1}{10} p l_n^2 = \frac{1}{10} \times 12.82 \times 3.3^2 = 13.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$

③配筋计算

$h_0 = 120 - 20 = 100 \text{ mm}$

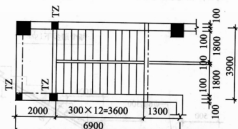


图 2—71 楼梯结构布置图



$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{13.96 \times 10^4}{1.0 \times 9.6 \times 1000 \times 100^2} = 0.145$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.145}}{2} = 0.921$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma_s f_y h_0} = \frac{13.96 \times 10^4}{0.921 \times 210 \times 100} = 722 \text{ mm}^2$$

选用 $\phi 10 @ 100 (A_s = 785 \text{ mm}^2)$ 。

分布钢筋每级踏步配 1 $\phi 8$, 梯段斜板配筋如图 2-72 所示。

(2) 平台板设计

取平台板厚度 $h = 70 \text{ mm}$, 且取 1m 宽板带计算。平台板计算简图如图 2-73 所示。

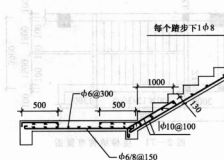


图 2-72 梯段斜板与平台板配筋

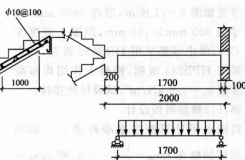


图 2-73 平台板计算简图

① 荷载计算

永久荷载标准值:

水磨石面层 0.65 kN/m^2

70 mm 厚混凝土板 $0.07 \times 25 = 1.75 \text{ kN/m}^2$

20 mm 厚板底抹灰 $0.02 \times 17 = 0.34 \text{ kN/m}^2$

$g_k = 2.74 \text{ kN/m}^2$

可变荷载标准值:

$q_k = 3.5 \text{ kN/m}^2$

② 内力计算

由可变荷载效应控制的组合 $p = 1.2 \times 2.74 + 1.4 \times 3.5 = 8.19 \text{ kN/m}$

平台板取计算跨度 $l_0 = 1700 \text{ mm}$

跨中弯矩 $M = \frac{1}{10} p l_0^2 = \frac{1}{10} \times 8.19 \times 1.7^2 = 2.37 \text{ kN/m}$

③ 配筋计算

平台板取有效高度 $h_0 = 70 - 20 = 50 \text{ mm}$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{2.37 \times 10^4}{1.0 \times 9.6 \times 1000 \times 50^2} = 0.10$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.10}}{2} = 0.947$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma_s f_y h_0} = \frac{2.37 \times 10^4}{0.947 \times 210 \times 50} = 238 \text{ mm}^2$$

选用 $\phi 6/8 @ 150 (A_s = 262 \text{ mm}^2)$, 分布钢筋选用 $\phi 6 @ 300$, 平台板配筋如图 2-72 所示。

(3) 平台梁设计

平台梁整浇在梯柱(TZ)上, 故计算跨度取净跨度 $l_0 = l_n = 3700 \text{ mm}$, 取平台梁的截面尺寸为 $b \times h = 200 \times 400 \text{ mm}$ 。

① 荷载计算

永久荷载标准值:

$$\text{平台板传来的荷载} \quad 2.74 \times \frac{1.7}{2} = 2.33 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{梯段斜板传来的荷载} \quad 6.60 \times \frac{3.3}{2} = 10.89 \text{ kN/m}^2$$

20 mm 厚梁底及梁两侧粉刷

$$0.02 \times [0.2 + (0.4 - 0.07) \times 2] \times 17 = 0.27 \text{ kN/m}^2$$

梁自重

$$\frac{0.2 \times (0.4 - 0.07) \times 25}{1} = 1.65 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k = 15.14 \text{ kN/m}^2$$

可变荷载标准值:

$$q_k = 3.5 \times \left(\frac{3.3}{2} + \frac{1.7}{2} \right) = 8.75 \text{ kN/m}^2$$

② 内力计算

由可变荷载效应控制的组合 $p = 1.2 \times 15.14 + 1.4 \times 8.75 = 30.42 \text{ kN/m}$

$$M = \frac{1}{8} p l_0^2 = \frac{1}{8} \times 30.42 \times 3.7^2 = 52.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = \frac{1}{2} p l_n = \frac{1}{2} \times 30.42 \times 3.7 = 56.28 \text{ kN}$$

③ 截面设计

截面按倒 L 形截面计算。

a. 确定截面受压翼缘计算宽度

$$b'_{f0} = \frac{l_0}{6} = \frac{3700}{6} = 617 \text{ mm}$$

$$b'_{f0} = \frac{s_n}{2} + b = \frac{1700}{2} + 200 = 1050 \text{ mm}$$

$$\frac{h'_{f0}}{h_0} = \frac{70}{365} = 0.19 > 0.1$$

故取 $b'_f = 617 \text{ mm}$

b. 判别截面类型

$$h_0 = 400 - 35 = 365 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_{f0} \left(h_0 - \frac{h'_{f0}}{2} \right) = 1.0 \times 9.6 \times 617 \times 70 \times \left(365 - \frac{70}{2} \right)$$

$$= 136.82 \text{ kN} \cdot \text{m} > 52.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

故按第一类 T 形截面计算。

c. 配筋计算

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b'_f h_0^2} = \frac{52.05 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 617 \times 365^2} = 0.024$$



$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.024}}{2} = 0.988$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma_s f_y h_0} = \frac{52.05 \times 10^6}{0.988 \times 300 \times 365} = 481 \text{ mm}^2$$

选用 $1\phi 16 + 2\phi 14 (A_s = 509.1 \text{ mm}^2)$

箍筋选用双肢 $\phi 6 @ 200$, 则平台梁的斜截面受剪承载力为

$$\begin{aligned} V_s &= 0.7 f_t b h_0 + 1.25 \times \frac{f_y A_{sv}}{s} h_0 \\ &= 0.7 \times 1.1 \times 200 \times 365 + 1.25 \times \frac{210 \times 2 \times 28.3}{200} \times 365 \\ &= 83.32 \text{ kN} > 56.28 \text{ kN} \end{aligned}$$

故斜截面承载力满足要求。平台梁配筋如图 2-74 所示。

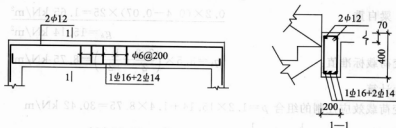


图 2-74 平台梁配筋

例 2-2 已知某教学楼的现浇梁式楼梯, 结构布置如图 2-75 所示, 层高 3600 mm, 混凝土强度等级为 C20, 梁中受力纵筋采用 HRB335 级钢, 其余钢筋采用 HPB235 级钢, 楼梯上作用可变荷载标准值 $q_k = 2.5 \text{ kN/m}^2$, 试设计此楼梯。

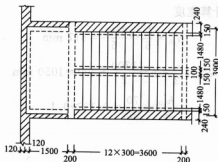


图 2-75 楼梯结构布置图

解: (1) 踏步板设计

取一个踏步板计算, 踏步尺寸 $300 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$, 踏步板厚 $d = 40 \text{ mm}$, $\cos \alpha = \frac{150}{\sqrt{300^2 + 150^2}} = 0.894$, 斜边梁倾角 $\alpha = 26.37^\circ$, 踏步板截面的折算高度为

$$h = \frac{c}{2} + \frac{d}{\cos \alpha} = \frac{150}{2} + \frac{40}{0.894} = 120 \text{ mm}$$

①荷载计算

永久荷载标准值:

水磨石面层 $(0.15+0.3) \times 0.65 = 0.293 \text{ kN/m}^2$ 踏步板自重 $0.12 \times 0.3 \times 25 = 0.9 \text{ kN/m}^2$ 20 mm 厚板底抹灰 $\frac{0.3}{0.894} \times 0.02 \times 17 = 0.114 \text{ kN/m}^2$

$$g_k = 1.307 \text{ kN/m}^2$$

可变荷载标准值:

$$q_k = 2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ kN/m}^2$$

②内力计算

由可变荷载效应控制的组合 $p = 1.2 \times 1.307 + 1.4 \times 0.75 = 2.62 \text{ kN/m}$ 则 $p' = p \cos \alpha = 2.62 \times 0.894 = 2.34 \text{ kN/m}$ 楼梯斜边梁截面尺寸取 $b \times h = 150 \times 300 \text{ mm}$, 则踏步板计算跨度 $l_0 = 1480 \text{ mm}$ 踏步板跨中弯矩 $M = \frac{1}{10} p' l_0^2 = \frac{1}{10} \times 2.34 \times 1.48^2 = 0.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$

③截面设计

$$h_0 = 120 - 20 = 100 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = \frac{M}{a_1 f_c b h_0^2} = \frac{0.51 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 300 \times 100^2} = 0.017$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.017}}{2} = 0.991$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma_s f_y b h_0} = \frac{0.51 \times 10^6}{0.991 \times 210 \times 100} = 24.51 \text{ mm}^2$$

按构造选用 2 $\phi 6$ ($A_s = 56.6 \text{ mm}^2$), 分布钢筋采用 $\phi 6 @ 300$ 。踏步板配筋如图 2-76 所示。

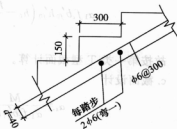


图 2-76 踏步板配筋

(2)斜边梁设计

①荷载计算

永久荷载标准值:

踏步板传来的荷载 $\frac{1}{2} \times 1.307 \times (1.48 + 0.30) / 0.3 = 3.88 \text{ kN/m}^2$ 斜边梁自重 $(0.3 - 0.04) \times 0.15 \times 25 / 0.894 = 1.09 \text{ kN/m}^2$ 20 mm 厚斜梁两侧及梁底抹灰 $[0.15 + (0.3 - 0.04) \times 2] \times 0.02 \times 17 / 0.894 = 0.25 \text{ kN/m}^2$

楼梯栏杆自重

$$\frac{0.1 \text{ kN/m}^2}{g_k = 5.32 \text{ kN/m}^2}$$

可变荷载标准值: $q_k = \frac{1}{2} \times 0.75 \times (1.48 + 0.3) / 0.3 = 2.23 \text{ kN/m}^2$

②内力计算

由可变荷载效应控制的组合 $p = 1.2 \times 5.32 + 1.4 \times 2.23 = 9.51 \text{ kN/m}$ 平台梁截面尺寸取为 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$,斜边梁水平投影计算跨度取净跨度 $l_0 = l_n = 3600 \text{ mm}$



跨中弯矩值 $M = \frac{1}{8} p l_0^2 = \frac{1}{8} \times 9.51 \times 3.6^2 = 15.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$

支座处剪力值 $V = \frac{1}{2} p l_n \cos \alpha = \frac{1}{2} \times 9.51 \times 3.6 \times 0.894 = 15.30 \text{ kN}$

③截面设计

斜边梁按倒 L 形截面计算。

$$h_0 = 300 - 35 = 265 \text{ mm}$$

a. 确定截面受压翼缘计算宽度

$$b'_f = \frac{l_0}{6} = \frac{3600}{6 \times 0.894} = 671 \text{ mm}$$

$$b'_f = \frac{s_n}{2} + b = \frac{1480}{2} + 150 = 890 \text{ mm}$$

$$\frac{h'_f}{h} = \frac{40}{300} = 0.133 > 0.1$$

故取 $b'_f = 670 \text{ mm}$ 。

b. 判别截面类型

$$\begin{aligned} \alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) &= 1.0 \times 9.6 \times 670 \times 40 \times \left(265 - \frac{40}{2} \right) \\ &= 63.03 \text{ kN} \cdot \text{m} > 15.41 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

故按第一类 T 型截面计算。

c. 截面设计

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b'_f h_0^2} = \frac{15.41 \times 10^4}{1.0 \times 9.6 \times 670 \times 265^2} = 0.034$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.034}}{2} = 0.983$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma_s f_y h_0} = \frac{15.41 \times 10^6}{0.983 \times 300 \times 265} = 197 \text{ mm}^2$$

选用 $2 \Phi 12 (A_s = 226 \text{ mm}^2)$

$$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.1 \times 150 \times 265 = 30.61 \text{ kN} > 15.30 \text{ kN}$$

故按构造要求选配双肢箍筋 $\Phi 6 @ 200$, 斜边梁配筋如图 2-77 所示。

(3) 平台板设计

取平台板厚度 $h = 60 \text{ mm}$, 取 1 m 宽板带计算。

① 荷载计算

永久荷载标准值:

水磨石面层 0.65 kN/m^2

平台板自重 $0.06 \times 25 = 1.5 \text{ kN/m}^2$

20 mm 厚板底抹灰 $0.02 \times 17 = 0.34 \text{ kN/m}^2$

$$g_k = 2.49 \text{ kN/m}^2$$

可变荷载标准值:

$$q_k = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

② 内力计算

由可变荷载效应控制的组合 $p = 1.2 \times 2.49 + 1.4 \times 2.5 = 6.49 \text{ kN/m}$

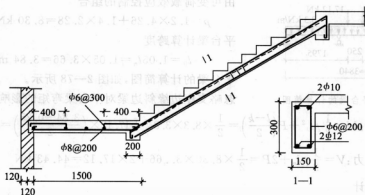


图 2-77 斜边梁与平台板配筋

平台板计算跨度 $l_0 = l_n + \frac{h}{2} = 1500 + \frac{60}{2} = 1530 \text{ mm}$

跨中弯矩 $M = \frac{pl_0^2}{10} = \frac{1}{10} \times 6.49 \times 1.53^2 = 1.90 \text{ kN} \cdot \text{m}$

③截面设计

$$h_0 = 60 - 20 = 40 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_c f_c b h_0^2} = \frac{1.90 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 1000 \times 40^2} = 0.124$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.124}}{2} = 0.934$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma_s f_y h_0} = \frac{1.90 \times 10^6}{0.934 \times 210 \times 40} = 242 \text{ mm}^2$$

选用 $\phi 8 @ 200 (A_s = 251 \text{ mm}^2)$, 平台板配筋如图 2-77 所示。

(4) 平台梁设计

平台梁截面尺寸取为 $b \times h = 200 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$

①荷载计算

永久荷载标准值:

$$\text{平台板传来的荷载} \quad \frac{1}{2} (1.5 + 0.32) \times 2.49 = 2.27 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{梁自重} \quad 0.2 \times 0.4 \times 0.06 \times 25 = 1.7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{梁底及梁侧的抹灰} \quad \frac{0.02 \times [0.2 + 2 \times (0.4 - 0.06)] \times 17}{g_k} = 0.29 \text{ kN/m}^2$$

$$g_k = 4.26 \text{ kN/m}^2$$

可变荷载标准值:

$$q_k = \frac{1}{2} (1.5 + 0.32) \times 2.5 = 2.28 \text{ kN/m}^2$$

斜梁传来的集中力

$$P = \frac{1}{2} \times 9.51 \times 3.6 = 17.12 \text{ kN}$$

②内力计算

对于均布荷载:

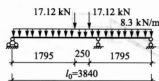


图 2-78 平台梁的计算简图

$$\text{跨中弯矩: } M = \frac{1}{8} p l_0^2 + P \left(\frac{l-k}{2} \right) = \frac{1}{2} \times 8.3 \times 3.84^2 + 17.12 \times \left(\frac{3.84 - 0.25}{2} \right) = 46.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{支座处剪力: } V = \frac{1}{2} p l_n + 2P = \frac{1}{2} \times 8.30 \times 3.66 + 2 \times 17.12 = 44.43 \text{ kN}$$

③ 截面设计

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b' f_0 h_0^2} = \frac{46.02 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 200 \times 365^2} = 0.179$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.179}}{2} = 0.901$$

$$A_s = \frac{M}{\gamma_s f_y h_0} = \frac{46.67 \times 10^6}{0.901 \times 300 \times 365} = 472 \text{ mm}^2$$

选用 3 Φ 14 ($A_s = 461 \text{ mm}^2$)。

$$V = 0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.1 \times 200 \times 365 = 56.2 \text{ kN} > 44.43 \text{ kN}$$

故按构造要求配置双肢箍筋 $\Phi 6 @ 200$ 。

4) 附加箍筋计算

斜边梁传给平台梁的集中荷载为 $P = 17.12 \text{ kN}$

若附加箍筋采用双肢箍, 则附加箍筋总数为

$$m = \frac{P}{n f_y A_{sv1}} = \frac{17.12 \times 10^3}{2 \times 210 \times 28.3} = 1.44 \text{ 个}$$

则斜边梁每侧布置双肢 $\Phi 6$ 的附加箍筋 2 个, 平台梁配筋如图 2-79 所示。

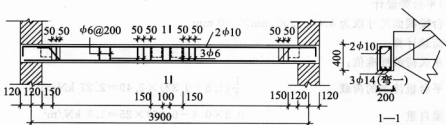


图 2-79 平台梁配筋

2.6.2 雨篷

雨篷、外阳台、挑檐、挑廊等都是建筑工程中常见的悬挑结构, 设计时, 除与一般梁板结构相似外, 还存在倾覆翻倒的可能, 因此应进行抗倾覆验算。下面以雨篷为例, 介绍其设计计算特点。

板式雨篷一般由雨篷板和雨篷梁两部分组成,如图 2—80 所示。雨篷梁既是雨篷板的支承,又可能兼作过梁的作用。

一般雨篷板的挑出长度为 600~1200 mm 或更大。现浇雨篷板多数做成变厚度的,一般取根部板厚为 1/10 挑出长度,但不小于 70 mm,板端不小于 50 mm。雨篷板周围往往设置凸沿以便能有组织地排泄雨水。而篷梁的宽度一般取与墙厚相同,梁的高度应按承载力要求确定;梁两端伸进砌体的长度应考虑雨篷抗倾覆的因素确定。

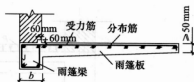


图 2—80 板式雨篷

雨篷的设计计算包括三方面内容:

- ①雨篷板的正截面承载力计算;
- ②雨篷梁在弯矩、剪力、扭矩共同作用下的扭曲截面承载力计算;
- ③雨篷抗倾覆验算。

1. 雨篷板的正截面承载力计算

(1) 作用在雨篷板上的荷载

雨篷板上的荷载有永久荷载(包括自重、粉刷等)、雪荷载、均布活荷载以及施工和检修集中荷载。雨篷均布活荷载与雪荷载不能同时考虑,取两者中较大值进行设计。施工集中荷载和雨篷的均布活荷载不能同时考虑。进行承载力计算时,沿板宽每隔 1 m 考虑一个集中荷载;进行雨篷抗倾覆验算时,沿板宽每隔 2.5~3.0 m 考虑一个 1 kN 的集中荷载。

(2) 雨篷板的内力分析

当无边梁时,其受力特点和一般悬臂板相同,应进行荷载效应组合,取较大的弯矩值进行正截面受弯承载力计算,计算截面取在雨篷梁截面外边缘。构造上应保证板中纵向受拉钢筋在雨篷梁内有足够的受拉锚固长度。施工时应经常检查钢筋,注意维持雨篷板截面的有效高度,特别是板根部的纵筋,应防止被踩下沉。

对于有边梁的雨篷,其受力特点和一般梁板体系相同。

2. 雨篷梁的承载力计算

雨篷梁所承受的荷载有自重,梁上砌体重,可能计入的楼盖传来的荷载,以及雨篷板传来的荷载。梁上砌体重量和楼盖传来的荷载应按过梁荷载的规定计算。

现以雨篷板上作用均布荷载为例,来介绍雨篷梁上扭矩的计算。

对于雨篷梁横截面的对称轴,板传给梁的内力有:沿板宽每 1 m 的竖向力 $V = pl$ (kN/m) 和力矩 m_p ,如图 2—81 所示, m_p 按下式计算:

$$m_p = pl \left(\frac{b+l}{2} \right) \text{ kN} \cdot \text{m/m} \quad (2-54)$$

力矩 m_p 使雨篷梁发生转动,但由于梁两端砌固于墙体后可阻止梁转动,使梁承受了扭矩。梁上扭矩的分布规律是:在跨度中点处为零,按直线规律向两端增大直至梁支座处达最大值,如图 2—80 所示。

根据平衡条件,在梁的两固端所产生的大小相等、方向相反的抵抗扭矩值为

$$T = \frac{m_p l_0}{2} \quad (2-55)$$

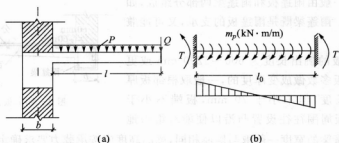


图 2—81 雨篷梁上的扭矩

此处, l_0 为雨篷梁的计算跨度, 可近似取为 $l_0 = 1.05l_n$ (l_n 为雨篷梁的净跨度)。

雨篷梁在自重、梁上砌体重等荷载作用下, 承受弯矩和剪力; 在雨篷板传来的荷载作用下, 雨篷梁不仅承受弯矩、剪力, 而且还承受扭矩, 因此雨篷梁应按弯剪扭构件确定所需的纵筋和箍筋截面面积, 并满足有关构造要求。

3. 雨篷抗倾覆验算

雨篷板上的荷载使整个雨篷绕雨篷梁底的倾覆点 o 转动而倾覆, 如图 2—82 所示, 但是梁的自重, 梁上砌体重量等却有阻止雨篷倾覆的稳定作用; 《砌体结构设计规范》取雨篷的倾覆点位于墙的外边缘。进行抗倾覆验算, 要求满足:

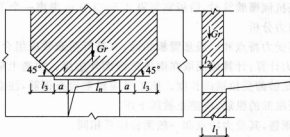


图 2—82 雨篷的抗倾覆荷载

$$M_w \leq M_r \quad (2-56)$$

式中 M_w ——雨篷板的荷载设计值对 o 点的倾覆力矩;

M_r ——雨篷的抗倾覆力矩设计值。

$$M_r = 0.8G_r(l_n - x_0) \quad (2-57)$$

式中 G_r ——雨篷的抗倾覆荷载; 为雨篷梁尾端上部 45° 扩散角范围内(其水平长度为 l_3 , 要求 $l_3 = \frac{l_n}{2}$) 的砌体与楼面恒荷载标准值之和。

l_2 —— G_r 作用点至墙外边缘的距离(mm), $l_2 = \frac{l_1}{2}$;

当 $l_1 \geq 2.2h_0$ 时, $x_0 = 0.3h_0$, 且不大于 $0.13l_1$;

当 $l_1 < 2.2h_0$ 时, $x_0 = 0.13l_1$

上式中 l_1 ——雨篷梁埋入砌体中的长度(mm);

x_0 ——计算倾覆点至墙外边缘的距离(mm);

h_b ——雨篷梁的截面高度(mm)。

雨篷梁两端埋入砌体越长,压在梁上的砌体重量增加,则抵抗倾覆的能力增强,所以当式(2—56)不满足时,可以将雨篷梁两端延长,或者采用其它拉结措施。一般当梁的净跨度小于1.5 m时,梁一端埋入砌体的长度 a 宜不小于300 mm;当梁的净跨长超过1.5 m时,梁一端埋入砌体的长度 a 宜不小于500 mm。

本章小结

①单向板肋梁楼盖、双向板肋梁楼盖、井式楼盖、密肋楼盖、无梁楼盖、装配式楼盖等梁板结构的受力特点及其适用范围各不相同,设计时应根据不同的建筑要求和适用条件选择合适的结构类型;

②楼盖、楼梯等实际上是梁板结构,其设计的主要步骤是:a.结构选型和结构布置及构件截面尺寸确定;b.结构计算(包括确定计算简图、荷载计算、内力分析、内力组合及截面配筋计算等);c.结构构造设计及绘施工图。其中结构选型和结构布置属于结构方案设计,其合理与否对整个结构的可靠性和经济性有重大影响,应根据使用要求、结构受力特点等慎重考虑。上述结构设计步骤,不仅适用于梁板结构,也适用于其他混凝土结构设计;

③在荷载作用下,根据板的支承形式及其长、短边长度的比值,板可以分为单向板和双向板。在荷载作用下,只在一个方向弯曲或者主要在一个方向弯曲的板,称为单向板;而在两个方向弯曲,且不能忽略任一方向弯曲的板,称为双向板;

④连续板和连续梁的内力可按弹性理论和塑性理论进行计算。下列情况不宜采用塑性理论计算内力:在使用阶段不允许出现裂缝或对裂缝有较严格限制的结构,如水池、自防水屋面,以及处于侵蚀性环境中的结构;直接承受动力和重复荷载的结构;预应力混凝土结构和二次受力叠合结构。在现浇式单向板肋梁楼盖中,板和次梁按考虑塑性内力重分布方法计算内力,主梁一般按弹性理论计算内力;

⑤双向板考虑塑性内力重分布的计算方法有极限平衡法、塑性铰法、变刚度法、强迫转动法、弯矩调幅法以及非线性全过程分析方法等。其中,弯矩调幅法最为实用、方便,因此一直为许多国家的设计规范所采用。采用弯矩调幅法应遵循以下原则:为了保证塑性铰具有足够的转动能力,使整个结构或局部形成集合可变体系才丧失承载力。受力钢筋宜采用HRB335级、HRB400级热轧钢筋,混凝土强度等级宜在C20~C45范围;截面的相对受压区高度 ξ 不应超过0.35,也不宜小于0.1;为了避免塑性铰出现过早、转动幅度过大,使梁的裂缝宽度及变形过大,应控制支座截面的弯矩调整幅度,调幅系数 β 不宜超过0.2为宜;调幅后支座和跨中截面的弯矩值均不宜小于 M_0 的1/3等;

⑥双向板按塑性理论计算其极限荷载的精确值是不容易的,一般只能计算其上解和下解。常用的计算方法有荷极限平衡法(塑性铰线法)和能量法(虚功法和机动法)等。对于塑性铰线法,一般先假定塑性铰线分布(布置的塑性铰线应能使板形成机动体系),然后由功能方程(机动法)或平衡方程(极限平衡法)求出极限荷载;

⑦无梁楼盖亦称为板柱结构,简化分析时一般将其视为支承在柱上的交叉板带体系。无梁楼盖既可按弹性理论计算,也可按塑性理论计算。工程设计中常用的两种弹性理论计算方法:经验系数法和等效框架法。经验系数法(又称弯矩系数法或直接系数法)是在弹性



薄板理论的分析基础上给出了柱上板带和跨中板带在跨中截面、支座截面上的弯矩计算系数;计算时,先算出总弯矩,再乘以相应的弯矩计算系数即可得到各截面的弯矩。等效框架法是把整个结构分别沿纵、横柱列划分为具有“等效框架柱”和“等效框架梁”的纵向等效框架和横向等效框架,分别计算分析;

⑧在肋梁楼盖或无梁楼盖中,如果用模壳在板底形成规则的“挖空”部分,没有挖空的部分在两个方向形成高度相同的肋(梁),视肋(梁)的间距大小,可将这种形式的楼盖称作井式楼盖或密肋楼盖。井式楼盖是由双向板与交叉梁系共同组成的楼盖。交叉梁的布置方式主要有正交正放和正交斜放两种。交叉梁不分主次梁,互为支承,其高度往往相同。密肋楼盖与肋梁楼盖的传力相仿,它是因肋梁排得很密而得名,通常肋间距不大于 1.5 m;

⑨装配式楼盖在工业与民用建筑中得到广泛应用,采用装配式楼盖,往往可以加快施工进度,但需运输构件和吊装设备,与现浇楼盖相比,可节约模板。装配式楼盖主要有铺板式、密肋式和无梁式等,其中铺板式应用最广。铺板式楼盖的主要构件是预制板和预制梁;

⑩现浇钢筋混凝土楼梯可分为梁式楼梯和板式楼梯。梁式楼梯和板式楼梯的主要区别在于:楼梯梯段是采用梁承重还是板承重。梁式楼梯的斜边梁和板式楼梯的梯段斜板均是斜向结构,其内力可按跨度为水平投影长度的水平结构进行计算,由此计算所得弯矩为其实际弯矩,但剪力应乘以 $\cos \alpha$;

⑪雨篷、阳台等悬挑结构,设计时,除了进行截面承载力计算外,尚应进行整体抗倾覆的验算。



思考题

- 1.1 钢筋混凝土楼盖结构有哪几种主要类型,说明它们的优缺点及适用范围?
- 1.2 混凝土、梁板结构的设计步骤及内容?梁、板结构布置时应考虑哪些问题?
- 1.3 单向板和双向板有何区别?应用如何判别?
- 1.4 在单向板肋梁楼盖计算中,板、次梁、主梁的计算跨度、荷载支承条件和截面尺寸分别如何确定?
- 1.5 连续梁、板按弹性理论计算时考虑折算荷载的物理意义是什么?
- 1.6 求连续梁各跨跨中最大正弯矩、支座截面最大负弯矩和支座边截面最大剪力时如何进行活荷载最不利布置?为什么各跨同时布置均布活荷载时,反而不是最不利情况?
- 1.7 什么叫连续梁的内力包络图?在连续梁内力包络图中,支座最大负弯矩和跨中最大正弯矩是否会同时发生,计算时,应该怎样考虑这两个弯矩?
- 1.8 什么叫塑性铰?塑性铰与普通铰有什么区别?影响塑性铰转动能力的主要因素有哪些?
- 1.9 混凝土结构的内力重分布和应力重分布有何不同?应用塑性内力重分布方法进行设计计算有何意义?塑性内力重分布方法的适用条件有哪些?
- 1.10 什么叫弯矩调幅法?采用调幅法计算连续梁、板内力时应遵循什么原则?如何计算等跨和不等跨连续梁、板的内力?
- 1.10 现浇单向板肋梁楼盖中板、次梁和主梁的配筋计算和构造有哪些要求?
- 1.11 在主梁高度范围内承受集中荷载时为什么要布置附加横向钢筋?

2.12 连续双向板怎样按弹性理论利用单区格板的计算系数表计算其内力?

2.13 什么叫塑性铰线及塑性铰线法?钢筋混凝土双向板按塑性铰线法计算内力时,需作哪些基本假定?

2.14 双向板肋梁楼盖与单向板肋梁楼盖的板及梁中应配置的钢筋有何异同?有哪些受力钢筋?哪些构造钢筋?这些钢筋在构件中各起什么作用?

2.15 为什么对周边与梁整体连接的单向板的中间跨,在计算弯矩时,可以将其算得的弯矩值折减 20%,而对于周边不与梁整体连接的板和对于周边与梁整体连接的板的边跨,以及对于次梁和主梁,都不考虑这种折减?

2.16 说明无梁楼盖的受力特点?内力如何计算?配筋有哪些构造要求?

2.17 板式楼梯与梁式楼梯有何区别?踏步板中配筋有什么不同?如何确定板式楼梯及梁式楼梯的各构件计算简图?

2.18 作用于雨篷梁上有哪些荷载?雨篷梁设计时为什么除考虑弯曲外,还需考虑扭转?雨篷梁的纵向钢筋和横向钢筋如何进行计算?如何进行雨篷梁的抗倾覆验算?如不满足要求时,可采取哪些措施防止倾覆?



习 题

2.1 已知两跨连续梁,如图 2—83 所示,梁上作用集中永久荷载 $G=42 \text{ kN}$,集中可变荷载设计值 $Q=80 \text{ kN}$,试求:

(1)按弹性理论计算的弯矩包络图。

(2)按考虑塑性内力重分布,中间支座弯矩调幅 20% 后的弯矩包络图。

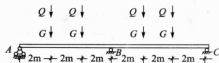


图 2—83 习题 2.1 图

2.2 设习题 2.1 中钢筋混凝土梁的截面尺寸为 $b \times h = 250 \times 600 \text{ mm}$,采用混凝土强度等级为 C30,纵筋为 HRB335 级钢,若中间支座截面负弯矩和跨中截面正弯矩配筋均为 $4\Phi 25$,设 $P=G+Q$,试求:

(1)按弹性理论计算梁所能承受的 P 。

(2)按考虑塑性内力重分布计算梁所能承受的 P 。

2.3 已知一两端固定的单跨矩形截面梁,其净距为 6 m,截面尺寸 $b \times h = 200 \times 500 \text{ mm}$,采用混凝土强度等级为 C20,支座截面配置了 $3\Phi 16$ 纵筋,跨中截面配置 $2\Phi 16$ 纵筋。试求:

(1)判别哪个截面首先出现塑性铰?此时梁承受的均布荷载。

(2)按考虑塑性内力重分布计算该梁的极限荷载。

(3)支座的调幅值 β 。

2.4 已知一左端固定,右端带悬臂的钢筋混凝土梁,如图 2—84 所示,截面尺寸为 $b \times$



$h=250 \times 650 \text{ mm}$, 混凝土强度等级采用 C25, 纵筋采用 HRB335 级钢, A、B 截面的负弯矩钢筋及 C 截面正弯矩钢筋均布置为 $3\Phi 25$, 忽略梁的自重。试求:

(1) 按弹性理论计算时 P 的最大值。

(2) 按考虑塑性内力重分布计算时 P 的最大值及相应的弯矩调幅值 β 数。

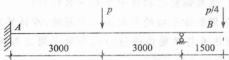


图 2-84 习题 2.4 图

2.5 试用塑性铰线法分析三边固定一边自由双向板的极限荷载。

2.6 已知一双向板肋梁楼盖如图 2-85 所示, 混凝土强度等级为 C25, 梁沿柱网轴线设置, 板厚 $h=100 \text{ mm}$, 柱网尺寸如图所示。楼面永久荷载(包括板自重)标准值为 3 kN/m^2 可变荷载标准值为 4.0 kN/m^2 。梁与板整浇, 截面尺寸为 $b \times h=300 \times 600 \text{ mm}$ 。试用弹性理论确定中区格 A 板、边区格 B 板、角区格 C 板的内力并计算配筋。

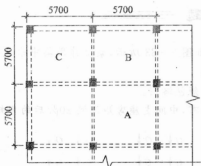


图 2-85 习题 2.6 图

第3章 单层厂房排架结构

本章学习要求

1. 了解单层厂房的结构组成和结构布置的特点;理解单层厂房中主要结构构件的功能与型式,荷载传递路线,支撑系统的作用、种类和布置原则。
2. 掌握排架的计算方法,包括各项荷载的计算、内力分析和内力组合等;掌握单层厂房矩形截面柱和工形截面柱的设计计算方法和构造要求。
3. 掌握牛腿和柱下独立基础的设计计算方法和构造要求。

3.1 概 述

工业厂房按层数不同,可分为单层厂房和多层厂房。对于冶金、机械制造、电机制造、纺织、以及某些化工厂房,往往由于设备重、产品重等原因而多采用单层厂房。单层厂房具有以下特点:

- ①室内空间大,灵活性好,能够满足不同的生产工艺要求,一般装备有水平和竖向运输工具(如吊车);
- ②能够充分利用地基承载力,在地面上放置较重,或产生较大振动的机器设备和产品;
- ③在屋盖上可以设置天窗,充分利用天然采光和自然通风;
- ④所采用构件型式标准化,便于定型设计和工业化施工,缩短设计和施工时间;并且改建和扩建比较方便;
- ⑤单层厂房的突出缺点是占地面积较大。

单层厂房按结构材料的不同,可分为混合结构、混凝土结构和钢结构。对无吊车或吊车起重量不超过 5 t,且跨度小于 15 m,柱顶标高不超过 8 m 的小型单层厂房,可以采用混合结构;当吊车吨位在 250 t 以上,或厂房跨度大于 36 m,或设有 5 t 以上锻锤的厂房,应采用钢屋架、钢筋混凝土柱或全部采用钢结构。上述两种情况以外的大部分单层厂房都采用钢筋混凝土结构。

单层厂房的结构型式主要有排架结构和刚架结构两种。

装配式排架结构传力明确,构造简单,易于施工,应用广泛。排架结构由屋架(或屋面梁)、柱和基础组成,柱与屋架铰接,柱与基础刚接。根据生产工艺和使用要求的不同,排架结构可设计成等高、不等高或锯齿形等多种形式;且可以设计成单跨或多跨。排架结构的跨度可超过 30 m,高度可达 20~30 m 或更大,吊车吨位可达 150 t 甚至更大。

装配式钢筋混凝土门式刚架是由横梁、柱和基础所组成。门架结构中的横梁与柱刚接为同一构件(即梁柱合一),而柱与基础一般为铰接,有时也采用刚接。当门架的顶点做成铰接时,即成为三铰门架,如图 3-1(a)所示。当门架的顶点做成刚接时,即成为两铰门架,如图 3-1(b)所示。当门架跨度较大时,为了便于运输和吊装,通常将门架做成三段,在横梁弯矩较小的截面处设置接头,用焊接或螺栓连接成整体,如图 3-1(c)所示。门架的立柱和



横梁通常设计成变截面构件,以适应门架的受力特点,减少构件材料用量。构件截面一般为矩形;但当跨度和高度较大时,为减轻结构自重,也可设计成工字形或空腹截面。门架的优点是构件种类少,制作简单,结构轻巧,当厂房跨度和高度均较小时,其经济指标稍优于排架结构。门架的缺点是刚度较差,承载后会产生跨变,梁柱的转角处易产生早期裂缝。此外,由于门架构件呈“T”形或“Y”形,其翻身、吊装和对中就位等均比较麻烦,所以其应用受到一定的限制。门架结构一般适用于屋盖较轻的无吊车或吊车吨位不超过 10 t,跨度不超过 18 m,檐口高度不超过 10 m 的中、小型单层厂房或仓库等。



图 3—1 门式刚架结构

本章主要介绍单层工业厂房排架结构体系的设计。

3.2 单层厂房的结构组成与结构布置

3.2.1 结构组成

单层厂房是由各种结构构件组成的装配式空间结构体系,如图 3—2 所示。

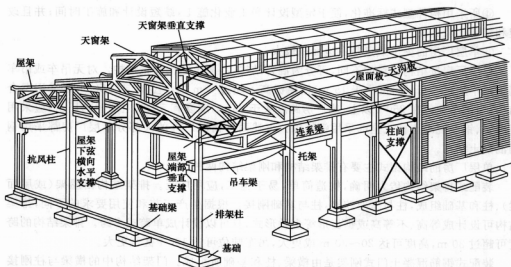


图 3—2 单层厂房结构组成

1. 屋盖结构

屋盖结构由屋面板(包括天沟板)、屋架或屋面梁(包括屋盖支撑)组成,有时还设有天窗

架和托架等。

屋盖结构可分为无檩体系和有檩体系两种：无檩体系屋盖将大型屋面板直接支承在屋架或屋面梁上。有檩体系屋盖将钢筋混凝土小型屋面板支承在檩条上，再将檩条支承在屋架或屋面梁上。

在屋盖结构中，屋面板起维护作用并承受作用在板上的荷载，将这些荷载传至屋架或屋面梁上（有檩体系时，传至檩条上，然后再传至屋架上）；屋架或屋面梁再将其自重和屋面板传来的荷载传给排架柱。设置天窗时，天窗架上的荷载也传递给屋架或屋面梁。

2. 横向平面排架

横向平面排架是由横梁（屋架或屋面梁）、横向柱列和基础组成，如图 3—3 所示。它是厂房的主要承重结构，厂房承受的竖向荷载、横向风荷载、吊车横向水平荷载和横向水平地震作用都是由横向平面排架承担并传递给地基的。

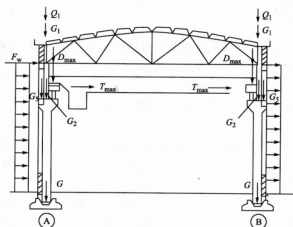


图 3—3 横向平面排架

3. 纵向平面排架

纵向平面排架由纵向柱列、连系梁、吊车梁、柱间支撑和基础等组成，如图 3—4 所示。作用在山墙、天窗端壁以及通过屋盖结构传来的纵向风荷载、吊车纵向水平荷载和纵向水平地震作用都是由纵向平面排架承担并传递给地基的。同时，纵向排架还具有保证厂房纵向刚度和稳定性的作用。

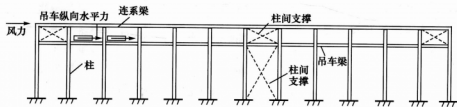


图 3—4 纵向平面排架

4. 吊车梁

一般简支在柱牛腿上，主要承受吊车竖向荷载、横向或纵向水平荷载，并将它们分别传

至横向或纵向平面排架上。

5. 排架柱

排架柱是单层厂房中主要的承重构件,承受屋盖、吊车梁和连系梁传来的竖向与水平荷载,同时还要承受纵向外墙传来的水平风荷载,并把这些荷载传至基础。

6. 托架

当柱距大于大型屋面板或檩条的跨度时,需沿纵向柱列设置托架,用于支承中间屋面梁或屋架,这种情况常常在有大型设备需出入车间时发生。托架常见形式有三角形和折线形两种,当预应力钢筋为粗钢筋时采用三角形托架,预应力钢筋为钢丝束时采用折线形屋架。

7. 基础

单层厂房的柱下基础承受排架柱和基础梁传来的荷载,并将它们传给地基。目前一般都采用杯形独立基础。外形简单、施工方便。当表层土质松软,持力层较深时常采用桩基础,以提高地基的承载力。

8. 抗风柱

抗风柱起支撑山墙、传递山墙风荷载至屋盖和基础的作用。抗风柱可采用砖壁柱,当厂房高度和跨度较大时,均采用钢筋混凝土抗风柱。

9. 支撑

支撑是使屋架、柱等构件连系构成厂房空间整体的重要构件。

10. 围护结构

围护结构包括纵墙和横墙(山墙)及由连系梁、抗风柱(有时还有抗风梁或抗风桁架)和基础梁等组成的墙架。这些构件所承受的荷载主要是墙体和构件的自重以及作用在墙面上的风荷载等。

单层厂房所承受的各种荷载,基本上都是传递给排架柱,再由排架柱传递给基础,最后传给地基。单层厂房结构承受的竖向荷载和水平荷载的传递路线如图 3—5~图 3—7 所示。



图 3—5 横向平面排架上竖向荷载传递路线

3.2.2 结构布置

单层工业厂房结构布置包括屋盖结构(屋面板、天沟板、屋架、天窗架及其支撑等)布置;

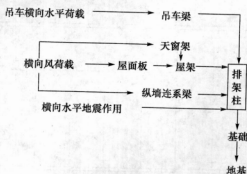


图 3-6 横向平面排架上水平荷载传递路线

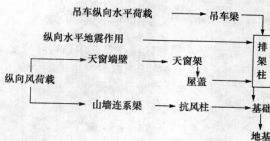


图 3-7 纵向平面排架上水平荷载传递路线

吊车梁、柱(包括抗风柱)及柱间支撑等布量;圈梁、连系梁及过梁布置;基础和基础梁布置。

1. 平面柱网布置

在单层工业厂房的平面布置中,平面的主要尺寸是由定位轴线表示的。单层厂房承重柱(或承重墙)的纵向和横向定位轴线,在平面上形成的网格称为柱网。柱网布置就是确定纵向定位轴线之间(跨度)和横向定位轴线之间(柱距)的尺寸。柱网布置既是确定柱的位置,也是确定屋面板、屋架和吊车梁等构件跨度的依据。

柱网布置的原则一般为:符合生产和使用要求;建筑平面和结构方案经济合理;在厂房结构型式和施工方法上具有先进性和合理性;符合建筑模数的规定;适应生产发展和技术革新要求。

厂房跨度在 18 m 及以下时,应采用扩大模数 30M 数列;在 18 m 以上时,应采用扩大模数 60M 数列。当跨度在 18 m 以上,工艺布置有明显优越性,也可采用扩大模数 30M 数列。

厂房的柱距应采用扩大模数 60M 数列。厂房山墙处抗风柱柱距宜采用扩大模数 15M 数列,如图 3-8 所示。

2. 变形缝布置

单层工业厂房结构布置时要考虑变形缝。

(1) 伸缩缝

如果厂房长度和宽度过大,当气温变化时,厂房埋入地下的部分和暴露在外的部分由于温度变化引起伸缩程度的不同,将使结构内部产生很大的温度应力,严重的可使墙面、屋面和构件等拉裂。为减少厂房结构中的温度应力,可设置伸缩缝将厂房结构分成若干温度区

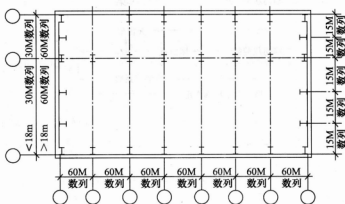


图 3—8 柱网布置示意图

段。伸缩缝应从基础顶面开始,将两个温度区段的上部结构构件完全分开并留出一定宽度的缝隙,使上部结构在气温有变化时,水平方向可以较自由地发生变形,不致引起房屋开裂。温度区段的长度取决于厂房结构类型和温度变化程度,《规范》中对钢筋混凝土结构伸缩缝的最大间距作了规定,如表 1—1 所示。

(2) 沉降缝

沉降缝是为了避免厂房因基础不均匀沉降引起开裂和损坏而设置的。在适当部位设置沉降缝将厂房划分成若干刚度较一致的单元。在一般单层厂房中可不设沉降缝。如在厂房相邻两部分高度相差很大、两跨间吊车吨位相差悬殊、地基承载力或下卧层土质有巨大差别,或厂房各部分的施工时间先后相很长,地基土的压缩程度不同等情况,应设置沉降缝。沉降缝应将建筑物从屋顶到基础全部分开,以使在缝两边发生不同沉降时不致损坏整个建筑物。沉降缝可兼作伸缩缝。

(3) 防震缝

防震缝是为了减轻厂房震害而设置的。当厂房平、立面布置复杂,结构高度或刚度相差很大,以及在厂房侧边贴建其他房屋时,应设置防震缝使相邻两部分隔开。地震区厂房的伸缩缝和沉降缝应符合防震缝要求。参照模数协调标准。

3. 剖面布置

厂房的高度是指室内地面至柱顶(或下撑式屋架下弦底面)的距离,如图 3—9 所示。厂房高度的确定取决于生产工艺和对建筑结构的要求,同时也应符合建筑模数制的规定。

有吊车(包括有悬挂吊车的厂房)和无吊车的厂房自室内地面(其标高为 ± 0.000)至柱顶(或屋架下弦底面)的高度应为扩大模数 3M 数列,如图 3—10(a)所示。有吊车厂房室内地面至支承吊车梁的牛腿顶面的高度应为扩大模数 3M 数列。自室内地面至吊车轨顶标志高度应为扩大模数 6M 数列,如图 3—9(b)所示。

厂房跨度要根据生产工艺要求确定,为了便于采用标准预制构件,尚应满足《厂房建筑模数协调标准》的要求。对有吊车的厂房,厂房跨度可按下式确定(图 3—11):

$$L = L_s + 2e \quad (3-1)$$

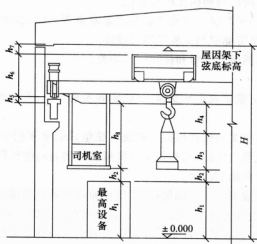


图 3—9 厂房剖面示意图

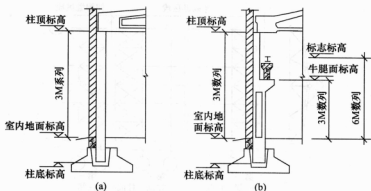


图 3—10 厂房高度示意图

$$e = B + C + h_1 \quad (3-2)$$

式中： L 、 L_k ——分别为厂房和吊车桥的跨度；

C ——吊车桥架外缘与上柱内缘之间的净空尺寸；

B ——吊车轨道中心线与吊车桥架外缘之间的尺寸；

h_1 ——上柱的截面高度。

4. 支撑布置

支撑的作用主要体现在以下几方面：

- ① 保证厂房结构的纵向和横向水平刚度；
- ② 保证在使用阶段结构构件的稳定与正常工作；
- ③ 将纵向风荷载、吊车纵向水平荷载、纵向水平地震作用等

传至主要承重结构和基础；

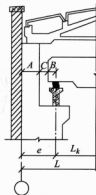


图 3—11 厂房跨度示意图



④保证在施工安装阶段结构构件的稳定性。

此外,支撑的布置还对单层厂房的抗震性能非常重要。因此,支撑布置不当,不仅会影响厂房的正常使用,甚至可能引起工程结构的破坏。

单层厂房的支撑包括屋盖支撑和柱间支撑两类。

(1) 屋盖支撑

屋盖支撑包括上、下弦横向水平支撑、下弦纵向水平支撑、垂直支撑和系杆。

① 横向水平支撑

横向水平支撑是由交叉角钢和屋架上弦或下弦组成的水平桁架,布置在温度区段的两端及厂房端部的第一或第二柱间,其作用是加强屋盖的侧向刚度和稳定性,将山墙抗风柱所承受的纵向水平荷载传至两侧柱列。

凡屋面为有檩体系或屋面虽为无檩体系,但屋面板与屋架连接点的焊接质量不能保证,且山墙、抗风柱与屋架上弦连接时,均应设置上弦横向水平支撑。当天窗通到厂房端部的第二柱间或通过伸缩缝时,应在第一或第二柱间的天窗范围内设置上弦横向水平支撑,并在天窗范围内沿纵向设置一至三道通长的受压系杆,如图 3—12 所示。当屋架下弦设有悬挂吊车或抗风柱承受的风荷载传至屋架下弦时,应设置下弦横向水平支撑,如图 3—13 所示。

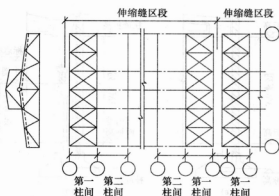


图 3—12 屋盖上弦横向水平支撑布置

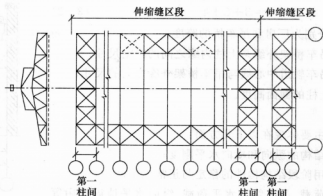


图 3—13 屋架下弦横向水平支撑布置

②纵向水平支撑

纵向水平支撑是由钢杆件和屋架下弦第一柱间组成的水平桁架,作用是加强屋盖结构在横向水平面内的刚度,使横向水平荷载沿纵向均匀分布。

纵向水平支撑的设置应根据厂房跨度、跨数和高度、屋架承重结构方案、吊车吨位及工作制等因素确定。纵向水平支撑布置在下弦平面端节点中。当厂房有托架时,须设置下弦纵向水平支撑,如图 3—14(a)所示。当局部柱间设有托架时,则必须在设有托架的柱间和两端相邻的一个柱间设置下弦纵向水平支撑,如图 3—14(b)所示。当厂房已设有下弦横向水平支撑时,则纵向水平支撑应尽可能与横向水平支撑形成封闭的支撑体系,如图 3—14(c)所示。

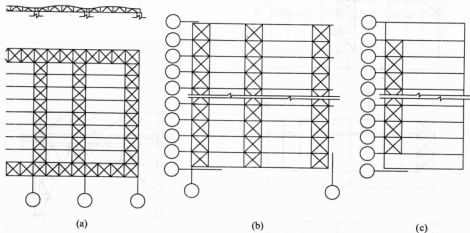


图 3—14 屋盖纵向水平支撑布置

③垂直支撑和纵向水平系杆

垂直支撑是由钢杆件与屋架的垂直腹杆或天窗架的立柱组成的垂直桁架。垂直支撑有十字交叉形、W形、斜叉形等。垂直支撑通常与横向水平支撑配合使用,保证屋架及天窗架在荷载作用下的平面外稳定,将屋架上弦平面内的水平荷载传递到屋架下弦平面内。

当屋架跨度不超过 18 m,且无天窗时,一般可不设置垂直支撑和系杆;当屋架端部高度大于 1.2 m 时,应在第一或第二柱间屋架两端设置垂直支撑,并在下弦设置通长水平系杆,以增加屋架下弦的侧向刚度。

(2)柱间支撑

柱间支撑的作用是增强厂房的纵向刚度和稳定性,把纵向风荷载、吊车纵向水平荷载、纵向水平地震作用有效地传给基础。

当单层厂房属于下列情况之一时,应设置柱间支撑:

- ①厂房内设有重级工作制吊车,或中、轻级工作制吊车,而起重量在 10 t 以上时;
- ②厂房跨度在 18 m 及 18 m 以上或柱高在 8 m 或 8 m 以上时;
- ③纵向柱的总数每列少于 7 根时;
- ④设有 30 t 及 30 t 以上悬挂吊车时;
- ⑤露天吊车的柱列。

有吊车厂房的柱间支撑分为上部柱间支撑和下部柱间支撑。上部柱间支撑位于吊车梁



上部,承受作用在山墙上的风荷载,保证上部的纵向刚度和稳定。上部柱间支撑设置在温度区段两侧与屋盖横向水平支撑相对应的柱间,以及温度区段中央的柱间。下部柱间支撑位于吊车梁下部,承受上部支撑传递的力及吊车梁传递的吊车纵向水平荷载,并把它们传到基础。下部柱间支撑设置在温度区段中部与上部柱间支撑相应位置,如图 3—15(a)所示。

柱间支撑常采用交叉形式,交叉倾角 α 一般在 $35^\circ \sim 55^\circ$ 之间。当柱间因交通、设备布置或柱距较大而不宜采用交叉式支撑时,也可采用门架式支撑,如图 3—15(b)所示。

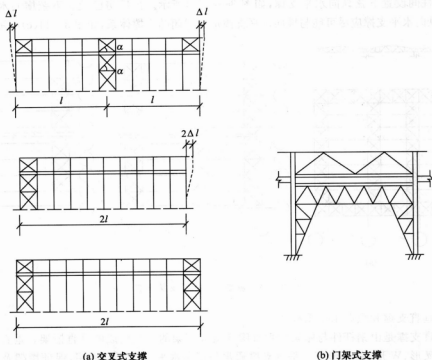


图 3—15 柱间支撑布置

5. 抗风柱、圈梁、连系梁、过梁和基础梁的布置

(1) 抗风柱

单层厂房的山墙因受风面积较大,一般通过设置抗风柱将山墙分为几个区格,抗风柱的作用是使墙面所受到的风荷载的一部分(靠近纵向柱列区格)直接传给纵向柱列;另一部分则经抗风柱下端传给基础,上端通过屋盖系统传给纵向柱列。

当高度和跨度较大时,常选用钢筋混凝土抗风柱。为使抗风柱截面尺寸不至于过大,在很高的厂房中,可加设水平抗风梁或钢抗风桁架,作为抗风柱的中间较支座。抗风柱一般与基础刚接,与屋架上弦铰接。有时根据具体情况也采用与屋架上、下弦同时铰接。抗风柱与屋架连接应满足在水平方向必须与屋架有可靠的连接以保证有效地传递风荷载,在竖向脱开,允许两者之间有一定相对位移,以防止厂房与抗风柱沉降不均匀时产生不利影响。所以抗风柱与屋架连接一般采用竖向可以移动,水平方向又有较大刚度的弹簧板,如图 3—16(a)所示。如厂房不均匀沉降较大时,则可采用螺栓连接,如图 3—16(b)所示。

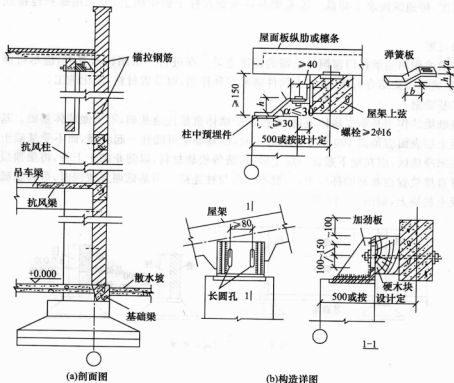


图 3—16 抗风柱

(2) 圈梁、连系梁、过梁和基础梁

当用砖墙作为围护墙体时，一般要设置圈梁、连系梁、过梁和基础梁。

① 圈梁

圈梁的作用是将墙体和柱、抗风柱等箍在一起，增加厂房的整体性能，防止由于地基发生过大的不均匀沉降或较大的振动荷载引起的不利影响。圈梁埋设在墙体内，并与柱子拉结，它不承受墙体的重量。在柱上通常不设置支承圈梁的牛腿。

圈梁的布置可根据墙体高度对厂房刚度的要求以及地基情况等确定，对无桥式吊车的厂房，当墙厚小于 240 mm，檐口标高小于 8 m 时，应在檐口附近设置一道圈梁；当檐口标高大于 8 m 时，应在墙体适当部位增设一道圈梁。对有桥式吊车的厂房，除檐口附近或窗顶处设置一道圈梁外，还应在吊车梁标高处或墙体适当部位增设一道圈梁；当外墙高度在 15 m 以上时，还应根据墙体高度适当增设圈梁。对于有振动设备的厂房，也应适当增设圈梁。

圈梁除伸缩缝处不得不切断外，其余部分应沿整个厂房形成封闭式，且应尽可能连续设置在墙体的同一平面内。当圈梁在门窗洞口处不连续时，应在洞口上部设置一道相同截面的附加圈梁。附加圈梁的搭接长度不小于圈梁与附加圈梁高差的两倍，且不得小于 1 m。

② 连系梁

连系梁一般采用预制简支梁。连系梁的作用是支承墙体重量，连系纵向柱列，增强厂房



纵向刚度,传递纵向水平荷载。连系梁两端搁置在柱子的牛腿上,可采用螺栓连接或焊接连接。

③过梁

过梁的作用是承托门窗洞口上部的墙体重量。在进行厂房结构布置时,应尽可能将圈梁、连系梁和过梁结合起来,使一个构件能起多种作用,以节省材料,简化施工。

④基础梁

基础梁的作用是承受墙体重量,并把围护墙体重量传给基础,不另做墙体基础。基础梁底部距土层表面应预留 100 mm 左右的空隙,使基础梁可随柱一起沉降,而不受基础土的约束。在寒冷地区,应在梁下敷设一层干砂、矿渣等松软材料,以防止冻土上升,将梁顶裂。基础梁可直接放置在基础的杯口上,一般不要求与柱连接。当基础埋置较深时,可将基础梁放在混凝土垫块上,如图 3-17 所示。

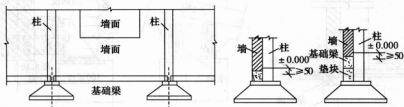


图 3-17 基础梁的布置

3.3 单层厂房的主要构件选型

在图 3-2 所示单层工业厂房结构中,除柱和基础外,一般都可以根据具体工程实际,从工业厂房结构构件标准图集中选用标准、定型的构件,不必另行设计。

工业厂房结构构件标准图集有三类:

- ①经国家有关部门审定的全国通用标准图集,适用于全国各地;
- ②经某地区或某工业部门审定的通用图集,适用于某地区或某工业部门所属单位;
- ③经设计单位审定的定型图集,适用于该设计院所设计的工程。

这些图集通常包括设计和施工说明、构件选用表、结构布置图、连接大样图、配筋图、模板图、预埋件详图、钢筋节点图、钢筋及钢材用量表等。它们仍都属于结构施工图,可以作为施工的依据。

选用构件时,特别要注意构件的适用范围和规定,仔细阅读“设计和施工说明”和“构件选用表”,了解主要计算依据和计算方法及编制本构件标准图集时所用荷载的含义。在某些情况下,如出现材料强度、荷载情况、施工条件等不能符合标准图集的各项要求,可对所选用的构件进行承载力计算和裂缝、变形验算,有时要作局部修改,以满足设计要求。同时选用构件时,应注意比较,选用技术经济指标先进的构件。

3.3.1 屋面主要构件选型

在无檩体系中,各种大型屋面板直接焊牢(有三个焊接点)在屋架或屋面梁上,这种屋盖

的整体性和刚度均较好,构件种类和数量较少,因而安装工序少,施工速度快,所以适用范围较广。它适用于具有较大起重重量吊车或有较大振动的大中型或重型厂房。

对于有檩体系,小型屋面板支承在檩条上,而檩条支承在屋架上,板与檩条、檩条与屋架均应有牢固连接。有檩屋盖的构件小而轻,便于运输和吊装,其整体刚度虽较差,但对一般中小型厂房能满足使用要求。

屋盖结构是整个厂房中用料最多和造价最高的部分,如表 3—1 和 3—2 所示。因此,在选型时要特别注意它的技术经济指标,但又要考虑是否满足整个厂房刚度和生产使用等方面的要求(特别是对吊车起重重量较大的重型厂房),此外,还要考虑施工条件,所以对屋盖构件的选择要有全局观点。

表 3—1 中型厂房各种构件材料用量

	每 m ² 建筑面积总用量 (按我国现行设计)	每种构件用量占材料总用量的百分比(%)				
		屋面板	屋架	吊车梁	柱	基础
钢材	0.18~0.20kN/m ²	25~30	20~30	20~32	18~25	8~12
混凝土	130~180mm/m ²	30~40	8~12	10~15	15~20	25~35


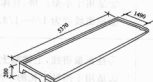
表 3—2 厂房各部分造价占土建总造价百分比

项目	屋盖	柱、梁	基础	墙	地面	门、窗	其他
百分比(%)	30~50	10~20	5~10	10~18	4~7	5~11	3~6

1. 屋面板

目前,单层厂房的屋面板主要有预应力混凝土大型屋面板、预应力混凝土“F”形屋面板、预应力混凝土单肋板、预应力混凝土夹心保温板等。常用屋面板的类型如表 3—3 所示。

表 3—3 屋面板类型

序号	构件名称 (标准图号)	形式	特点及适用条件
1	预应力混凝土大型屋面板 (G410、CG411)		①屋面板有卷材防水及非卷材防水两种,屋面水平刚度好; ②适用于中、重型和振动较大、对屋面刚度要求较高的厂房; ③屋面坡度:卷材防水为 1/5,非卷材防水为 1/4
2	预应力混凝土 F 形屋面板 (CG412)		①屋面自防水,板沿纵向互相搭接,横缝及脊缝加盖瓦和脊瓦,屋面材料省,屋面水平刚度及防水效果较预应力混凝土屋面板差,如构造和施工不当,易飘雨、飘雪; ②适用于中小型非保温厂房,不适用于对屋面刚度及防水要求高的厂房; ③屋面坡度为 1/4



续表

序号	构件名称 (标准图号)	形式	特点及适用条件
3	预应力混凝土单肋板		<p>①屋面自防水,板沿纵向互相搭接,横缝及脊缝加盖瓦和脊瓦,主肋只有一个,屋面材料省,但屋面刚度差;</p> <p>②适用于中小型非保温厂房,不适用于对屋面刚度防水要求高的厂房;</p> <p>③屋面坡度为 $1/8 \sim 1/5$</p>
4	预应力混凝土夹心保温屋面板(三合一板)		<p>①具有承重、保温、防水三种作用,屋面材料省,如处理不当,易开裂、渗漏;</p> <p>②适用于一般保温厂房,不适用于气候严寒、冻融频繁地区和有腐蚀性气体及温度高的厂房屋面;</p> <p>③坡度为 $1/12 \sim 1/8$</p>
5	钢筋混凝土槽瓦		<p>①在檩条上互相搭接,沿横缝及脊缝加盖瓦及脊瓦,屋面材料省,构造简单,施工方便,刚度较差,如构造和施工处理不当,易渗漏;</p> <p>②适用于轻型厂房,不适用于有腐蚀性气体、有较大振动、对屋面刚度及隔热要求高的厂房;</p> <p>③屋面坡度为 $1/5 \sim 1/3$</p>
6	钢丝网水泥波形瓦		<p>①在纵、横互相搭接,加脊瓦;屋面材料省,施工方便,刚度较差,如运输、安装不当,易损坏;</p> <p>②适用于小型厂房,不适用于有腐蚀性气体、有较大振动、对屋面刚度及隔热要求高的厂房;</p> <p>③屋面坡度为 $1/5 \sim 1/3$</p>
7	瓦楞木质纤维板		<p>①利用木材加工厂废料制成,轻而经济,需涂防水材料,不耐火,耐久性不及钢筋混凝土制品,保温隔热性能差;</p> <p>②适用于轻型厂房、仓库,不适用于有较大振动、对屋面刚度及隔热要求高的厂房;</p> <p>③屋面坡度为 $1/5 \sim 1/2.5$</p>
8	石棉水泥瓦		<p>①重量轻,耐水及防腐蚀性较好,施工方便,刚度差,易损坏;</p> <p>②适用于小型厂房、仓库;</p> <p>③屋面坡度为 $1/5 \sim 1/2.5$</p>
9	钢筋混凝土挂瓦板		<p>①挂瓦板密挂,上铺粘土瓦,有平整的平顶;</p> <p>②适用于用粘土瓦的小型厂房、仓库;</p> <p>③屋面坡度为 $1/2.5 \sim 1/2$</p>

2. 檩条

有檩体系的檩条搁在屋架或屋面梁上,与屋盖体系的支撑一起组成整体,保证厂房的空间刚度。

根据厂房柱间距的不同,檩条长度一般为 4m 和 6m,应用较普遍的是钢筋混凝土和预应力混凝土 T 形或 L 形檩条,也可采用钢—钢筋混凝土组合式檩条、轻钢檩条等。

檩条搁置在屋架上弦上,有正放和斜放两种,如图 3—18 所示。正放时,屋架上弦要做水平支托,正放 T 形截面檩条时,其翼缘可做成与屋面坡度相同的倾斜式。檩条受力情况较好,可按一般简支梁设计。斜放时,檩条直接放在屋架上弦杆上,檩条在荷载作用下产生双向弯曲。

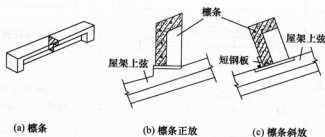


图 3—18 檩条搁置图

3.3.2 屋面梁与屋架选型

屋面梁和屋架是屋盖的主要承重构件,其主要作用是支撑屋面传来的荷载,在排架结构中传递水平方向的拉力或压力,承受悬挂吊车和悬挂管道等荷载,和屋盖支撑系统一起,保证屋盖水平和垂直方向的刚度和稳定。



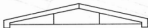
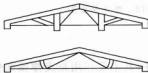
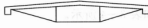



常用屋面梁和屋架型式和使用条件如表 3—4 所示。

表 3—4 常用屋面梁和屋架





序号	构件名称	形式	跨度 /m	特点及适用条件
1	预应力混凝土 单坡屋面梁 (G414)		6	① 自重较大; ② 适用于跨度不大、有较大振动或有腐蚀性介质的厂房; ③ 屋面坡度 1/8~1/2
			9	
2	预应力混凝土 双坡屋面梁 (G414)		12	
			15	① 自重较大; ② 适用于跨度不大、有较大振动或有腐蚀性介质的厂房; ③ 屋面坡度 1/8~1/2
			18	
3	预应力混凝土 空腹屋面梁		12	
			15	
			18	



续表

序号	构件名称	形式	跨度 /m	特点及适用条件
4	钢筋混凝土 两铰拱屋架 (G10、CG311)		9 12 15	①上弦为钢筋混凝土构件,下弦为角钢,预节点刚接,自重较轻,构造简单,应防止下弦受压; ②适用于跨度不大的中、轻型厂房; ③屋面坡度:卷材防水 1/5,非卷材防水 1/4
5	钢筋混凝土 三铰拱屋架 (G312、G313)		9 12 15	预节点铰接,其他同上
6	预应力混凝土 三铰拱屋架 (CG424)		9 12 15 18	上弦为先张法预应力混凝土构件,下弦为角钢,其他同上
7	钢筋混凝土 组合式屋架 (CG315)		12 15 18	①上弦及受压腹杆为钢筋混凝土构件,下弦及受拉腹杆为角钢,自重较轻,刚度较差; ②适用于中、轻型厂房; ③屋面坡度 1/4
8	钢筋混凝土下撑 式五角形屋架		12 15	①构造简单,自重较轻,但对房屋净空有影响; ②适用于仓库和中、轻型厂房; ③屋面坡度 1/10~1/7.5
9	钢筋混凝土 三角形屋架 (原 G145、G146)		9 15 18	①自重较大,屋架上设檩条或挂瓦条; ②适用于跨度不大的中、轻型厂房; ③屋面坡度 1/15~1/5
10	钢筋混凝土 折线形屋架 (卷材防水屋面) (G314)		15 18 21 24	①外形较合理,屋面坡度合适; ②适用于卷材防水屋面的中型厂房; ③屋面坡度 1/3~1/2
11	预应力混凝土 折线形屋架 (卷材防水屋面) (G415)		15 18 21 24 27 30	①外形较合理,屋面坡度合适,自重较轻; ②适用于卷材防水屋面的中、重型厂房; ③屋面坡度 1/15~1/5

续表

序号	构件名称	形式	跨度 /m	特点及适用条件
12	预应力混凝土 折线形屋架 (非卷材防水屋面)		18 21 24	①外形较合理,屋面坡度合适,自重较轻; ②适用于非卷材防水屋面的中型厂房; ③屋面坡度 1/4
13	预应力混凝土拱形屋架 (原 G215)		18~36	①外形合理,自重轻,但屋架端部屋面坡度太陡; ②适用于卷材防水屋面的中、重型厂房; ③屋面坡度 1/30~1/3
14	预应力混凝土梯形屋架		18~30	①自重较大,刚度好; ②适用于卷材防水的重型、高温及采用井式或横向天窗的厂房; ③屋面坡度 1/12~1/10
15	预应力混凝土空腹屋架		15~36	①无斜腹杆,构造简单; ②适用于采用横向天窗或井式天窗的厂房

屋架设计时,首先确定屋架型式。主要根据以下几方面确定:

①工艺和建筑设计要求,如跨度、下弦标高、吊车吨位和振动情况、有无悬挂吊车或工艺设备、有无天窗及天窗的做法、屋面排水坡度、有无天沟及天沟的做法等;

②屋面荷载情况,如屋面板和天窗架集中荷载位置、屋面构造层的做法等;

③施工条件和材料供应情况,如预应力设备、吊装能力、焊接技术、构件制作水平、运输能力等;

④各种屋架的适用范围和技术经济指标。

选择屋架不仅要以上几方面考虑,而且还要把屋架与其它构件联系起来,作为一个空间结构整体,进行全面的、综合的技术经济比较,才能确定合理的屋架型式。

确定屋架型式后,便可查阅有关标准图集选定屋架的编号。各种屋架型式往往是按屋架的不同跨度、承载能力、檐口形状、天窗类别分别编号的,在屋架标准图集的设计说明和构件选用方法中,都详细写明了与檐口、天窗类别有关的屋架的代号和各种代号的物理意义,并按照屋架的编号分别列出它的承载能力等级。

3.3.3 吊车梁选型

吊车梁直接承受吊车传来的竖向荷载和水平制动力,将它们传递给厂房柱列,并且对传递山墙风荷载、连接厂房横向平面排架、保证厂房的空间结构我那定性起着重要作用。

由于吊车往返运行,吊车梁承受反复动荷载的作用,因而其强度、抗裂度和刚度除要满



足要求外,还要考虑反复荷载作用下的疲劳强度。选用吊车梁时,应根据吊车的起重能力、跨度和吊车工作制等进行技术经济比较,选取合理的形式。

常用吊车梁型式如表 3—5 所示。

表 3—5 常用吊车梁

序号	构件名称 (图集编号)	型式	构件 跨度/m	适用起重量 /t
1	钢筋混凝土吊车梁 95G323(一)、(二)		6	轻级:3~50 中级:3~30 重级:5~20
2	先张预应力混凝土 等截面吊车梁 G425		6	轻级:5~125 中级:5~75 重级:5~50
3	后张预应力混凝土 等截面吊车梁 CG426(二)		6	轻级:15~100 中级:5~100 重级:5~50
4	后张预应力混凝土 等鱼腹式吊车梁 CG427		6	中级:15~125 重级:10~100
5	后张预应力混凝土 等鱼腹式吊车梁 CG428		12	中级:5~200 重级:5~50
6	组合式轻型吊车梁		6	轻、中级≤5
7	组合式吊车梁		6, 12	轻、中级≤5
8	部分预应力 (先张法) 混凝土吊车梁		6	轻、中级≤30

3.3.4 柱的选型

柱是单层厂房结构中主要的承重构件。单层厂房钢筋混凝土柱的截面形式可分为两大类,即单肢柱(包括矩形、工形、环形截面)和双肢柱(包括平腹杆、斜腹杆和双肢管柱)。单层

厂房柱的主要型式如图 3—19 所示。

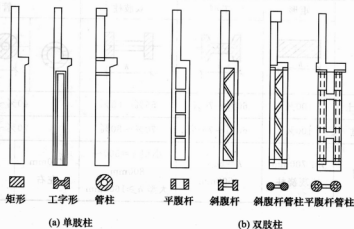


图 3—19 单层厂房柱的主要形式

(1) 单肢矩形截面柱

构造简单,施工方便,重量大,用料多,经济指标较差。主要适用于截面高度小于 700 mm 的装配式偏心受压柱,以及牛腿以上的上柱。

(2) 单肢工形截面柱

与矩形截面柱相比,工形截面柱在不改变柱承载力和刚度的情况下,可省去受力较小部分的腹板混凝土,材料利用合理,制作比较方便。目前,应用比较广泛,但其混凝土用量比双肢柱多,特别是当截面尺寸较大时更甚,同时自重较大,吊装比较困难。因此,使用范围也受到一定的限制。

(3) 双肢柱

双肢柱有平腹杆和斜腹杆两种。前者由两个肢柱和若干横向连杆所组成,构造比较简单,制作方便,在一般情况下受力比较合理,应用较为广泛,而且腹部整齐的矩形孔洞便于布置工艺管道,适用于吊车起重量较大的厂房。斜腹杆双肢柱呈桁架形式,杆件内力以轴力为主,弯矩较小,因而能节省材料,刚度比平腹杆的好。但斜腹杆双肢柱的节点多,构造复杂,施工较麻烦,它适用于吊车起重量大,且水平荷载较大的厂房。

(4) 管柱






管柱有圆管和外方内圆管两种。目前,应用较多的是双肢管柱。管柱的优点是生产机械化程度高(管子采用高速离心法生产),混凝土强度高,自重轻,可减少施工现场工作量,节约模板和水泥。但管柱接头比较复杂,耗钢量也较多,并且受生产设备条件的限制。

由于生产工艺要求的不同,厂房的高度、跨度、跨数、截面形状和吊车起重量的不同,而要实现单层厂房柱完全定型化和标准化是极其困难的。目前柱子标准图集 CG335 给出了一些柱子的标准设计,但大多数情况下还需要设计者自行设计。

常用各种截面柱的主要材料指标及适用范围如表 3—6 所示。



表 3—6 各种截面柱材料用量比较及适用范围

截面型式		矩形	工型	双肢柱	管柱	
						
材料用量 比较	混凝土	100%	60%~70%	55%~65%	40%~80%	
	钢材	100%	60%~70%	70%~80%	70%~80%	
一般应用范围		$h \leq 700\text{mm}$ 或现浇柱	$h = 600 \sim 1500\text{mm}$	小型 $h = 500 \sim 800\text{mm}$ 大型 $h \geq 1600\text{mm}$	400mm 左右	$h = 700 \sim 1500\text{mm}$

3.4 排架计算

钢筋混凝土单层厂房结构是一个空间受力体系,为计算简化,通常将整个结构按纵、横向平面排架分别进行结构计算,即近似地认为各个横向平面排架(简称横向排架)之间和各个纵向平面排架(简称纵向排架)之间都是互不影响,独立工作的。

纵向排架由于柱的数目较多,纵向刚度大,因此承受吊车纵向水平荷载和纵向风荷载作用时,每根柱子分担的内力较小,故纵向排架一般可以不必计算。但是当厂房特别短,且柱较少、刚度较差时需进行计算。

横向排架承受厂房主要荷载作用,通常所说的排架计算是针对横向排架而言。

排架内力分析的目的主要是为了求得在各种荷载作用下构件控制截面的最不利内力,以此作为设计柱子和基础的依据。排架计算的主要内容有:

①取计算单元,确定计算简图。此时应确定柱子的各段高度,假定柱截面尺寸,算出各部分柱子截面惯性矩;

②各项荷载计算;

③在各项荷载作用下进行排架内力分析;

④内力组合,求出各控制截面的最不利内力。

3.4.1 计算简图

根据厂房结构的实际构造和实践经验确定排架的计算简图。一般钢筋混凝土排架的计算作以下的基本假定:

(1)柱下端固接于基础顶面,柱上端与横梁(屋架或屋面梁)铰接

由于钢筋混凝土柱插入基础杯口有一定的深度,并用细石混凝土和基础紧密地浇筑成一体,加之基础下地基土的变形受到控制,因而基础的转动一般也很小,可作为固定端考虑。但当地基土质较差、变形较大或有比较大的地面荷载(如大量堆料)时,则应考虑基础位移和转动对排架内力的影响。

屋架搁置在排架柱顶,两者用螺栓连接或用预埋件焊接,这种连接抵抗转动的能力很小,因此柱顶和屋架可视为铰接。

(2) 横梁在排架平面内的轴压刚度无限大,受力后无轴向变形

排架横梁为钢筋混凝土屋架、预应力混凝土屋架或屋面梁时,此类构件平面内刚度较大,在受力后变形很小,可略去不计,由此认为横梁是刚性杆件,即横梁两端处柱的水平位移相等。但当横梁为组合式屋架或三铰拱、二铰拱等屋架时,由于变形较大,则应考虑屋架本身的轴向变形对排架内力的影响。

按平面排架计算时,一榀排架的计算单元可由相邻柱距的中线截出一个有代表性负荷范围确定,如图 3—20 的阴影部分。除吊车等移动的荷载外,阴影范围内的荷载均作用在这榀排架上。对于厂房端部和伸缩缝处的排架,其负荷范围只有中间排架的一半,但为了设计、施工的方便,通常不再另外单独分析,而按中间排架计算。

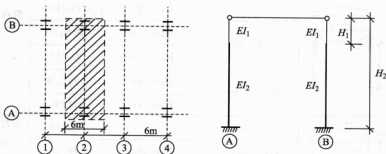


图 3—20 横向排架计算简图

排架的跨度取纵向定位轴线之间的距离。柱子的计算轴线均取上、下柱截面的形心线。计算简图尚应标出柱总高 H_2 、上柱高度 H_1 以及上柱和下柱的截面抗弯刚度 EI_1 和 EI_2 。

柱总高 H_2 = 柱顶标高 + 基础顶面标高(绝对值,常取室内地坪下 0.5 m)

上柱高 H_1 = 柱顶标高 - 轨顶标高 + 轨道及垫层高度 + 吊车梁支承处的梁高。

抗弯刚度可由预先假定的截面形状、尺寸确定。柱的截面尺寸一般可根据厂房的高度、跨度、柱距、吊车起吊质量对柱的承载力和刚度的要求等因素来确定。可参考现有同类型厂房的资料。对于柱距 6 m 的厂房柱的截面尺寸可参考表 3—7。当柱最后的实际抗弯刚度值与计算假定值相差在 30% 以内时,通常不再重算。

3.4.2 荷载计算

根据厂房上作用的荷载随时间变异性可分为永久(恒)荷载、可变(活)荷载和偶然荷载。永久(恒)荷载一般包括:屋盖自重 G_1 , 上柱自重 G_2 , 下柱自重 G_3 , 吊车梁及轨道等零件自重 G_4 , 以及有时支承在柱牛腿上的围护结构等重量 G_5 , 如图 3—21 所示。

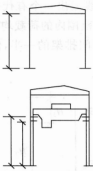

可变(活)荷载一般包括:屋面活荷载 Q_1 , 吊车荷载 D_{\max} 、 D_{\min} 和 T_{\max} , 均布风荷载 q_1 、 q_2 和集中作用于柱顶标高处的集中风荷载 F_w 等, 如图 3—21 所示。

偶然荷载一般包括作用在厂房上的爆炸力、撞击力、龙卷风、地震作用等。

下面对永久(恒)荷载和可变(活)荷载的计算作以具体介绍。



表 3-7 厂房柱子截面尺寸参考值

项 目	简 图	分 项		截面高度 h	截面宽度 b
无吊车 厂房		单 跨		$\geq H/18$	$\geq H/30$, 并 $\geq 300\text{mm}$;
		多 跨		$\geq H/18$	管柱 $r \geq H/105$ $D \geq 300\text{mm}$
有吊车 厂房		$Q \leq 10\text{t}$		$\geq H_s/14$	$\geq H_s/20$, 并 $\geq 400\text{mm}$ 管柱 $r \geq H_s/85$ $D \geq 400\text{mm}$
		$Q = 15 \sim 20\text{t}$	$H_s \leq 10\text{m}$	$\geq H_s/11$	
			$10\text{m} < H_s \leq 12\text{m}$	$H_s/12$	
		$Q = 30\text{t}$	$H_s \leq 10\text{m}$	$\geq H_s/9$	
			$H_s > 12\text{m}$	$H_s/10$	
		$Q = 50\text{t}$	$H_s \leq 11\text{m}$	$\geq H_s/9$	
			$H_s \geq 13\text{m}$	$H_s/11$	
		$Q = 75 \sim 100\text{t}$	$H_s \leq 12\text{m}$	$\geq H_s/9$	
			$H_s \leq 14\text{m}$	$H_s/8$	
露天 栈桥		$Q \leq 10\text{t}$		$H_s/10$	$\geq H_s/25$, 并 $\geq 500\text{mm}$ 管柱 $r \geq H_s/70$ $D \geq 400\text{mm}$
		$Q = 15 \sim 30\text{t}$	$H_s \leq 12\text{m}$	$H_s/9$	
		$Q = 50\text{t}$	$H_s \leq 12\text{m}$	$H_s/8$	

注:①表中 Q 为吊车起吊质量, H 为基础顶至柱顶的总高度, H_s 为基础顶至吊车梁顶的高度, H_1 为基础顶至吊车梁底的高度, r 为管柱的单管回转半径, D 为管柱的单管外径;

②当采用平腹杆双肢柱时, h 应乘以 1.1, 采用斜腹杆双肢柱时, h 应乘以 1.05;

③表中有关有吊车厂房的柱截面高度系按重级和特重级荷载状态考虑的, 如为中、轻级荷载状态, 应乘以系数 0.95;

④当厂房柱距为 12 m 时, 柱的截面尺寸宜乘以系数 1.1。

1. 永久(恒)荷载

(1) 屋盖自重 G_1

屋盖自重包括屋面构造层、屋面板、天沟板、天窗架、屋架、屋盖支撑以及与屋架连接的设备管道(如室内落水管重量)。这些荷载可以按材料和构件自重计算求得, 标准件自重可由标准图上直接查得。

当采用屋架时, 屋盖自重 G_1 通过屋架的支承点以集中力形式作用于柱顶, 作用点位于屋架上弦和下弦的几何中心的交点处(距离轴线内侧 150 mm), 如图 3-22 所示。当采用屋面梁时, 可认为是通过梁端垫板的中心线作用于柱顶。

一般 G_1 对上柱截面的几何中心有一偏心距 e_1 , 将 G_1 换算为轴向力 G'_1 和力矩 $M_1 = G_1 e_1$ 。 G'_1 对下柱截面的几何中心又增加了附加偏心距 e_0 (e_0 为上下柱几何中心线之间的距离), 同理将 G'_1 换算为对下柱的轴向力 G''_1 和力矩 $M'_1 = G'_1 e_0$ 。因此屋盖自重 G_1 在排架上的作用可归纳为: 在上柱和下柱产生的轴向力 $G'_1 = G''_1 = G_1$, 以及作用在排架上外力矩 M_1 和 M'_1 。

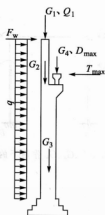


图 3-21 排架柱上承受的荷载

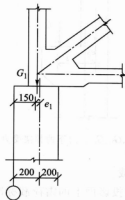
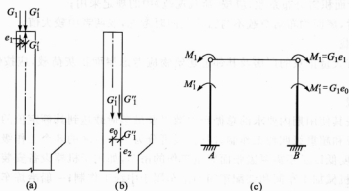


图 3-22 屋架自重的作用点

屋盖自重 G_1 作用下的排架计算简图如图 3-23 所示。

图 3-23 G_1 作用下的排架受力示意图和计算简图

(2) 上柱自重 G_2

可认为作用于上柱底部,它对下柱的偏心距为 e_0 ,下柱自重 G_3 可认为沿柱中心线作用于下柱底部,故对排架不产生外力矩,吊车梁及轨道等零件重 G_4 可认为沿吊车梁垫板中心线作用于下柱顶部,它对下柱的偏心距为 e_2 ,如图 3-24 所示,则 G_2 和 G_4 对下柱的力矩为 $M'_2 = G_2 e_0 - G_4 e_2$ 。

因此,在 G_1 、 G_2 、 G_3 、 G_4 同时作用下,排架受力图及内力分析的计算简图分别如图 3-24 和图 3-25 所示,图中的 $M_2 = M'_1 + M'_2 = G'_1 e_0 + G_2 e_0 - G_4 e_2$ 。

2. 可变(活)荷载

屋面活荷载包括屋面均布活荷载、雪荷载和积灰荷载,这三种荷载均按屋面的水平投影面积计算。屋面活荷载通过屋架传给上柱,故它们对排架的作用位置与屋盖自重 G_1 相同。

(1) 屋面均布活载

即指施工、检修荷载等,可按一般不上人的屋面选取。当施工荷载较大时,按实际情况采用。

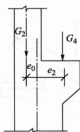


图 3—24 G_2 、 G_3 、 G_4 作用下的排架受力示意图

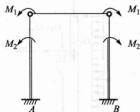


图 3—25 G_2 、 G_3 、 G_4 作用下的排架计算简图

(2) 雪荷载

屋面水平投影面上的雪荷载标准值应按下式计算:

$$S_k = \mu_r S_0 \quad (3-3)$$

式中 S_k ——雪荷载标准值(kN/m^2);

S_0 ——基本雪压(kN/m^2);

μ_r ——屋面积雪分布系数,应按《荷载规范》中的规定采用;

排架计算时,屋面均布活荷载不与雪荷载同时考虑,取两者中较大值。

(3) 积灰荷载

在生产中有大量排灰的厂房及其邻近建筑物应考虑屋面积灰荷载,应按《荷载规范》中的规定采用。

3. 吊车荷载

桥式吊车按其使用期内要求的总循环次数以及吊车荷载达到其额定值的频繁程度分为轻级、中级、重级和超重级四种工作制;同时,又可分为 A1~A8 的 8 个工作级别。一般满载机会少,运行速度低以及不需要紧张而繁重工作的吊车,如用于机器设备安装检修的吊车属于轻级工作制;机械加工车间和装配车间的吊车属于中级工作制;一船冶炼车间和轧钢车间的吊车属于重级或超重级工作制。

吊车的工作制等级与工作级别的对应关系如表 3—8 所示。

表 3—8 吊车的工作制等级与工作级别的对应关系

工作制等级	中级	轻级	重级	超重级
工作级别	A1, A2, A3	A4, A5	A6, A7	A8

桥式吊车作用在横向排架上的吊车荷载有竖向荷载 D_{\max} 、 D_{\min} 和横向水平荷载 T_{\max} 两种。

(1) 吊车竖向荷载 D_{\max} 和 D_{\min}

电动桥式(梁式)吊车由大车(桥架)和小车组成。大车在吊车梁的轨道上沿厂房纵向行驶,小车在大车的轨道上沿厂房横向运行。带有吊钩的起重卷扬机安装在小车上。

当小车吊有额定最大起重量开到大车某一侧极限位置时(如图 3—26 所示),这一侧的每个大车轮压即为吊车的最大轮压标准值 $P_{\max,k}$,在另一侧的每个大车轮压即为最小轮压标准值 $P_{\min,k}$, $P_{\max,k}$ 与 $P_{\min,k}$ 两者同时产生。 $P_{\max,k}$ 可根据吊车型号、规格等查阅产品目录或

有关手册得到,在产品目录中同时可查到吊车轮距 K 、吊车桥架宽度 B 、小车自重以及吊车总自重。对于四轮吊车的最小轮压标准值 $P_{\min,k}$ 按下式计算:

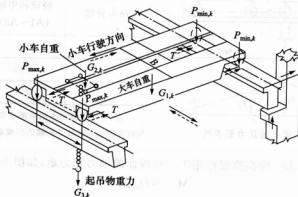


图 3-26 产生 $P_{\max,k}$ 与 $P_{\min,k}$ 的位置

$$P_{\min,k} = \frac{G_{1,k} + G_{2,k} + G_{3,k}}{2} - P_{\max,k} \quad (3-4)$$

式中 $G_{1,k}$ 、 $G_{2,k}$ ——分别为大车、小车自重的标准值;

$G_{3,k}$ ——吊车的额定起重量对应的重力标准值。

吊车荷载是移动的,计算 $P_{\max,k}$ 、 $P_{\min,k}$ 通过吊车梁作用于排架柱上的最大竖向荷载标准值 $D_{\max,k}$ 和最小竖向荷载 $D_{\min,k}$, 必须利用吊车梁支座反力影响线。当厂房内有两台吊车时,应考虑两台吊车作用时的最不利位置,如图 3-27 所示,吊车竖向荷载的设计值 D_{\max} 和 D_{\min} 可按下式计算:

$$D_{\max} = \gamma_Q \beta [P_{1\max,k}(y_1 + y_2) + P_{2\max,k}(y_3 + y_4)] \quad (3-5)$$

$$D_{\min} = \gamma_Q \beta [P_{1\min,k}(y_1 + y_2) + P_{2\min,k}(y_3 + y_4)] \quad (3-6)$$

式中 $P_{1\max,k}$ 、 $P_{2\max,k}$ ——两台起重量不同的吊车最大轮压的标准值,且 $P_{1\max,k} > P_{2\max,k}$;

$P_{1\min,k}$ 、 $P_{2\min,k}$ ——两台起重量不同的吊车最小轮压的标准值,且 $P_{1\min,k} > P_{2\min,k}$;

y_1 、 y_2 、 y_3 、 y_4 ——与吊车轮子相对应的吊车梁支座反力影响线上的竖标,可按图 3-27 所示的几何关系求得;

γ_Q ——可变荷载分项系数;

β ——多台吊车的荷载折减系数。多台吊车同时出现 $D_{\max,k}$ 和 $D_{\min,k}$ 的概率都很小,因此排架计算时,多台吊车的竖向荷载标准值应乘以多台吊车的荷载折减系数 β ,此折减系数与吊车工作制等级及吊车台数有关。《荷载规范》规定的多台吊车的荷载折减系数如表 3-9 所示。

当两台吊车完全相同时,式(3-5)和式(3-6)可简化为

$$D_{\max} = \gamma_Q P_{\max,k} \sum y_i \quad (3-7)$$

$$D_{\min} = \gamma_Q P_{\min,k} \sum y_i = D_{\max} \frac{P_{\min,k}}{P_{\max,k}} \quad (3-8)$$

式中 $\sum y_i$ ——各轮子下影响线竖标的总和。

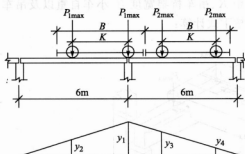


图 3—27 吊车梁支座反力影响线

表 3—9 多台吊车的荷载折减系数 β

参与组合的 吊车台数	吊车工作制等级	
	轻级和中级 (A1~A5)	重级和超重级 (A6~A8)
2	0.9	0.9
3	0.85	0.95
4	0.8	0.85

注:对于多层吊车的单跨或多跨厂房,计算排架时,参与组合的吊车台数及荷载的折减系数,应按实际情况考虑。

如前所述, D_{\max} 、 D_{\min} 应换算成作用于下柱顶面的轴力和力矩,如图 3—28 所示。

$$M_{\max} = D_{\max} e_2 \quad (3-9)$$

$$M_{\min} = D_{\min} e_2 \quad (3-10)$$

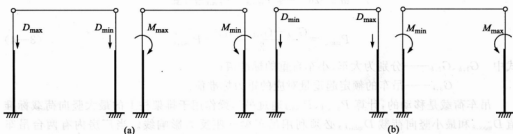


图 3—28 D_{\max} 和 D_{\min} 作用下单跨排架的两种荷载情况

(2) 吊车横向水平荷载 T_{\max}

吊车的水平荷载有纵向水平荷载和横向水平荷载两种。

吊车纵向水平荷载是由大车刹车引起,由厂房纵向排架承受,吊车纵向水平荷载标准值应按作用在一边轨道上所有刹车轮的最大轮压之和的 10% 采用;该项荷载的作用点位于刹车轮与轨道的接触点,其方向与轨道方向一致,一般可不作计算。

吊车横向水平荷载是当小车吊有额定最大起重量时刹车所引起的水平惯性力,它通过小车制动轮与桥架轨道之间的摩擦力传给大车,再通过大车轮由吊车轨道传给吊车梁,而后由吊车梁与柱的连接钢板传给柱上。因此,对排架来说, T_{\max} 作用在吊车梁顶面处。

吊车总的横向水平荷载标准值,应按小车自重标准值与额定起重量对应的重力标准值之和乘以横向水平荷载系数 α 计算,即为:

$$\sum T_{i,k} = \alpha (G_{2,k} + G_{3,k}) \quad (3-11)$$

式中 α ——吊车横向水平荷载系数,《规范》规定:

① 软钩吊车

当额定起重量不大于 10t 时,取 $\alpha = 0.12$;

当额定起重量为 15~50t 时,取 $\alpha = 0.10$;

当额定起重量不小于 75t 时,应取 $\alpha = 0.08$ 。

②硬钩吊车

取 $\alpha = 0.20$ 。

软钩吊车是指吊重通过钢丝绳传给小车的常见吊车,硬钩吊车是指吊重通过刚性结构(如夹钳、料耙等)传给小车的特种吊车。硬钩吊车工作频繁,运行速度高,小车附设的刚性悬臂结构使吊重不能自由摆动,以致刹车时产生的横向水平惯性力较大,并且硬钩吊车的卡轨现象也较严重,因此硬钩吊车的横向水平荷载系数取得较高。

国产的各类桥式吊车,通常大车总轮数为4,即一侧的轮数为2。吊车横向水平荷载应等分于桥架的两端,分别由轨道上的车轮平均传至轨道,其方向与轨道垂直。通过一个大车轮子传递的吊车横向水平荷载标准值为:

$$T_k = \frac{1}{4} \sum T_{i,k} = \frac{1}{4} \alpha (G_{2,k} + G_{3,k}) \quad (3-12)$$

吊车在排架上产生的最大横向水平荷载也应根据影响线确定。吊车对排架产生的最大横向水平荷载标准值 $T_{\max,k}$ 时的吊车位置与产生 $D_{\max,k}$ 和 $D_{\min,k}$ 的相同,因此,当考虑多台吊车同时出现 $T_{\max,k}$ 的概率很小,引入荷载折减系数 β 后,吊车横向水平荷载设计值为:

$$T_{\max} = \gamma_Q T_{\max,k} = \gamma_Q \beta T_k \sum y_i = \frac{1}{4} \gamma_Q \alpha \beta (G_{2,k} + G_{3,k}) \sum y_i \quad (3-13)$$

如果已经计算出 D_{\max} ,则 T_{\max} 也可按下式计算:

$$T_{\max} = D_{\max} \frac{T_k}{P_{\max,k}} \quad (3-14)$$

小车是沿横向左、右运行的,有正反两个方向的刹车情况,因此对 T_{\max} 既要考虑其向左作用又要考虑其向右作用。这样,对单跨排架就有两种荷载情况,两跨排架有四种荷载情况,如图 3-29 所示。

4. 风荷载

《荷载规范》中规定,垂直于建筑物表面上的风荷载标准值,应按下式计算:

(1) 当计算主要承重结构时

$$w_k = \beta_z \mu_z \mu_s w_0 \quad (3-15)$$

式中 w_k ——风荷载标准值(kN/m^2);

β_z ——高度 z 处的风振系数,对于单层厂房, $\beta_z = 1$;

μ_s ——风荷载体型系数;

μ_z ——风压高度变化系数;

w_0 ——基本风压(kN/m^2)。

(2) 当计算围护结构时

$$w_k = \beta_{gz} \mu_z \mu_s w_0 \quad (3-16)$$

式中 β_{gz} ——高度 z 处的阵风系数,按《荷载规范》7.5.1 条选取。

基本风压是以当地比较空旷平坦表面上离地 10 m 高统计所得的 50 年一遇 10 min 平均最大风速 v_0 (m/s) 为标准,按 $w_0 = \frac{1}{2} \rho v_0^2$ 确定的风压值,可按《荷载规范》中全国基本风压分布图中的规定采用,但不得小于 $0.3 \text{ kN}/\text{m}^2$ 。

风荷载体型系数 μ_s 是指风作用在建筑物表面所引起的实际压力(或吸力)与基本风压的比值。它表示建筑物表面在稳定风压作用下的静态压力分布规律,主要与建筑物的体型和

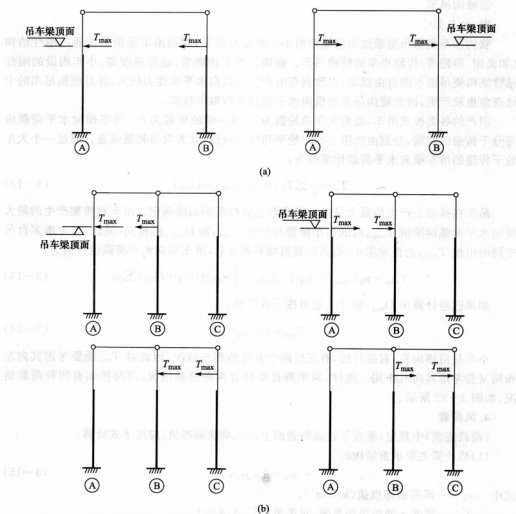


图 3-29 T_{\max} 作用下单跨、多跨排架的荷载情况

尺寸有关,房屋和建筑物的体型系数 μ_s 可按《荷载规范》的规定采用,其中正值表示风压力,负值表示风吸力。

验算维护构件及其连接件的承载力时,对正压区按照《荷载规范》的规定采用;对负压区可采用下列局部风压体型系数:

对墙面,取 -1.0 ;

对墙角,屋面周边和屋面坡度大于 10° 的屋脊部位,取 -1.5 ;作用宽度取房屋宽度的 0.1 倍和房屋平均高度的 0.4 倍两者的较小值,但不小于 1.5 m 。

对檐口、雨篷、遮阳板、阳台,取 -2.0 。

建筑物处于近地风的风流场中,近地风的风速随高度而增加的规律与地面粗糙度有关,通常认为在离地面 $300\sim 500\text{ m}$ 以后,风速才不再受地面粗糙度的影响。根据《荷载规范》,

平坦或稍有起伏的地形,地面粗糙度可分为 A、B、C、D 四类:

A 类指近海海面、海岛、海岸、湖岸及沙漠地区;

B 类指田野、乡村、丛林、丘陵以及房屋比较稀疏的乡镇和城市郊区;

C 类指有密集建筑群的城市市区;

D 类指有密集建筑群且房屋较高的城市市区。

对于平坦或稍有起伏的地形,风压高度变化系数应根据地面粗糙度类别按表 3—10 取用。

表 3—10 风压高度变化系数 μ_z

离地面或海面 高度/m	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
5	1.17	1.00	0.74	0.62
10	1.38	1.00	0.74	0.62
15	1.52	1.14	0.74	0.62
20	1.63	1.25	0.84	0.62
30	1.80	1.42	1.00	0.62
40	1.92	1.56	1.13	0.73
50	2.03	1.67	1.25	0.84
60	2.12	1.77	1.35	0.93
70	2.02	1.86	1.45	1.02
80	2.27	1.95	1.54	1.11
90	2.34	2.02	1.62	1.19
100	2.40	2.09	1.70	1.27
150	2.64	2.38	2.03	1.61
200	2.83	2.61	2.30	1.92
250	2.99	2.80	2.54	2.19
300	3.12	2.97	2.75	2.45
350	3.12	3.12	2.94	2.68
400	3.12	3.12	3.12	2.91
≥450	3.12	3.12	3.12	3.12

对于山区的建筑物,风压高度变化系数可按平坦地面的粗糙度类别,由表 3—10 取值后,还应考虑地形条件进行修正;对于远海海面和海岛的建筑物和构筑物,风压高度变化系数可按 A 类粗糙度类别,由表 3—10 取值后,还应考虑离海岸距离进行修正。

排架计算时,作用在柱顶以下墙面上的风荷载按均布考虑,其风压高度变化系数按柱顶标高取值。当基础顶面至室外地坪的距离不大时,为简化计算,风荷载可按柱全高计算,不必减去基础顶面至室外地坪部分多算的风荷载,若基础埋置较深时,则应按实际情况计算。

柱顶至屋脊间屋盖部分的风荷载,仍取为均布的,其对排架的作用则按作用在柱顶的水



平集中荷载标准值 F_{wk} 来考虑。这时的风压高度变化系数可按下述情况确定:有矩形天窗时,按天窗檐口取值;无矩形天窗时,按厂房檐口标高取值。

F_{wk} 值应分成两部分计算:

$$F_{wk} = F_{1wk} + F_{2wk} \quad (3-17)$$

式中 F_{1wk} ——作用在竖直面上的风荷载标准值,按柱顶至檐口顶部的距离 h_1 计算,如图 3-30 所示;

F_{2wk} ——作用在坡屋面上风荷载水平分力标准值的合力,按檐口顶部至屋脊的距离 h_2 计算,如图 3-30 所示。

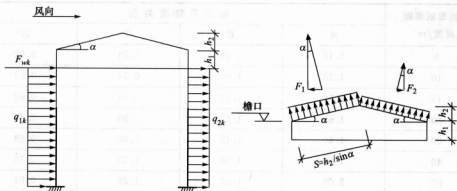


图 3-30 屋面部分风荷载的计算

应注意屋面坡面上风荷载是垂直于该坡面的,因此对于图 3-30 所示的双坡屋面:

$$F_{2wk} = (\mu_{z2} - \mu_{z1}) \mu_{z1} w_0 h_2 B \quad (3-18)$$

式中 μ_{z2} 、 μ_{z1} ——分别为迎风面和背风屋面坡面上的风载体型系数,因已考虑了力的方向,故这里取其绝对值;

B ——排架计算单元的宽度;

μ_z ——计算 F_{wk} 时按上述规定采用的风压高度变化系数。

风荷载的设计值 F_w 、 q_1 、 q_2 等于其标准值乘以风荷载分项系数 γ_Q 。

风荷载是可以变向的,因此应考虑排架左风和右风两种受荷情况。

3.4.3 内力计算

排架结构的内力分析目前有不考虑厂房整体空间作用和考虑厂房整体空间作用两种方法。下面介绍前一种方法。

排架根据荷载作用下柱顶水平位移是否相等可分为等高排架和不等高排架。柱顶水平位移相等的排架,称为等高排架。等高排架有柱顶标高相同的,以及柱顶标高不同但柱顶由倾斜横梁贯通相连的两种。柱顶水平位移不相等的排架,称为不等高排架。

单层厂房排架为超静定结构,它的超静定次数等于它的跨数。由结构力学的知识可知,等高排架不论跨数多少,由于等高排架具有柱顶水平位移全部相等的特点,其内力可以用比位移法更为简便的“剪力分配法”来计算。对于不等高排架则用力法计算要比位移法简单得多。

1. 用剪力分配法计算等高排架

由结构力学可知,当单位水平力 $F=1$ 作用于单阶悬臂柱柱顶时(如图 3—31 所示),柱顶水平位移 δ 为

$$\delta = \frac{H_2^3}{3EI_2} \left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right] = \frac{H_2^3}{EI_2 C_0} \quad (3-19)$$

式中 $\lambda = \frac{H_1}{H_2}, n = \frac{I_1}{I_2}, C_0 = \frac{3}{\left[1 + \lambda^3 \left(\frac{1}{n} - 1 \right) \right]}$, C_0 可由附表 4 中附图 4—1 查得。

由比例关系 $1 : \delta = X : 1$ 可知,要使柱顶产生单位水平位移,需在柱顶施加的水平力为 $\frac{1}{\delta}$,如图 3—31 所示。显然,当材料相同时,柱子越粗壮,需施加的力将越大。可见 $\frac{1}{\delta}$ 反映了柱子抵抗侧移的能力,一般称 $\frac{1}{\delta}$ 为柱子的抗剪刚度,而 δ 则称为柱的抗剪柔度。

(1) 柱顶作用水平集中力时排架内力计算

图 3—32 所示为柱顶作用一水平集中力 F 的两跨等高排架,每根柱子承受的柱顶剪力 V 可由平衡条件和变形条件求得。

根据横梁刚度为无穷大,受力后不产生轴向变形的假定,则各柱顶的水平位移值是相等的,即

$$\Delta_A = \Delta_B = \Delta_C = \Delta \quad (3-20)$$

在考虑平衡条件时为了使各柱顶的剪力与相应的柱顶位移相联系,现沿 $a-a$ 截面将各柱柱顶切开,并在各柱的切口上代以一对相应的剪力(较处无弯矩),如图 3—32(b)所示,并取上部为隔离体,由平衡条件得

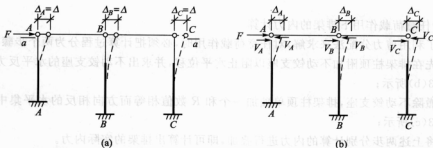


图 3—32 柱顶作用水平集中力时的剪力分配

$$V_A + V_B + V_C = F \quad (3-21)$$

各柱顶的位移为

$$\Delta_A = V_A \delta_A, \Delta_B = V_B \delta_B, \Delta_C = V_C \delta_C \quad (3-22)$$

则有

$$V_A = \frac{\Delta_A}{\delta_A} = \frac{\Delta}{\delta_A}, V_B = \frac{\Delta_B}{\delta_B} = \frac{\Delta}{\delta_B}, V_C = \frac{\Delta_C}{\delta_C} = \frac{\Delta}{\delta_C} \quad (3-23)$$



将式(3-23)代入式(3-21)得

$$\frac{\Delta}{\delta_A} + \frac{\Delta}{\delta_B} + \frac{\Delta}{\delta_C} = F \quad (3-24)$$

即

$$\Delta = \frac{F}{\frac{1}{\delta_A} + \frac{1}{\delta_B} + \frac{1}{\delta_C}} \quad (3-25)$$

将式(3-25)代入式(3-23)得

$$V_A = \frac{\frac{1}{\delta_A}}{\frac{1}{\delta_A} + \frac{1}{\delta_B} + \frac{1}{\delta_C}} \times F = \eta_A F$$

$$V_B = \frac{\frac{1}{\delta_B}}{\frac{1}{\delta_A} + \frac{1}{\delta_B} + \frac{1}{\delta_C}} \times F = \eta_B F$$

$$V_C = \frac{\frac{1}{\delta_C}}{\frac{1}{\delta_A} + \frac{1}{\delta_B} + \frac{1}{\delta_C}} \times F = \eta_C F$$

写成通式为

$$V_i = \frac{\frac{1}{\delta_i}}{\sum \frac{1}{\delta_i}} \times F = \eta_i F \quad (3-26)$$

式中 η_i ——第 i 根柱的剪力分配系数,它是柱顶受水平集中力 F 作用时,各柱顶端所分配到的剪力与集中力 F 比值。显然,剪力分配系数 η 与各柱的抗剪刚度 $\frac{1}{\delta}$ 成正比, $\frac{1}{\delta}$ 值越大,剪力分配系数 η 也越大,分配到的剪力也越大。

求出剪力分配系数 η_i 以后,便可算出各柱顶的剪力 V_i ,从而按悬臂柱求出各截面的内力。

(2) 任意荷载作用下排架的内力计算

为了利用剪力分配法来求解,对任意荷载作用时,必须把计算过程分为两个步骤:

①先在排架柱顶附加不动铰支座以阻止水平位移,并求出不动铰支座的水平反力 R ,如图 3-33(b)所示;

②撤除不动铰支座,排架柱顶单独加一个和 R 数值相等而方向相反的水平集中力,如图 3-33(c)所示;

③将上述两步分别计算的内力进行叠加,即可计算出排架的实际内力。

各种荷载作用下的不动铰支座反力 R 可从附表 4 中的附图 4-1~附图 4-27 求得。

计算时规定:柱顶剪力、柱顶水平集中力、柱顶不动铰支座反力等凡是自左向右均为正号,反之取负号。

2. 用力法计算不等高排架

图 3-34 所示为两跨不等高排架,假定横梁刚度 $EA = \infty$,切断横梁以未知力 X_1 、 X_2 代替其作用,则其结构基本体系如图 3-35 所示。按力法列出其基本方程为:

$$\delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 + \Delta_{1F} = 0 \quad (3-27)$$

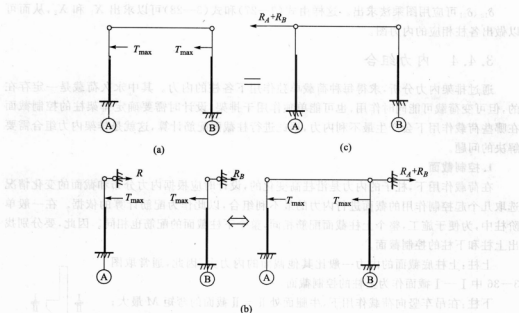


图 3-33 任意荷载作用下排架的内力计算

$$\delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 + \Delta_{2F} = 0 \quad (3-28)$$

式中 δ_{11} ——为基本体系在 $X_1=1$ 作用下,在 X_1 作用点处沿 X_1 的方向所产生的位移;

δ_{12} ——基本体系在 $X_2=1$ 作用下,在 X_1 作用点处沿 X_1 方向所产生的位移;

δ_{21} ——基本体系在 $X_1=1$ 作用下,在 X_2 作用点处沿 X_2 方向所产生的位移, $\delta_{21} = \delta_{12}$; 可直接用附表 5 中单阶柱位移系数计算公式计算 δ_{11} 、 δ_{12} 、 δ_{21} 、 δ_{22} ;

δ_{22} ——基本体系在 $X_2=1$ 作用下,在 X_2 作用点沿 X_2 方向所产生的位移;

Δ_{1F} 、 Δ_{2F} ——基本体系在外荷载 F 的作用下,在 X_1 、 X_2 作用点分别沿 X_1 、 X_2 方向所产生的位移。

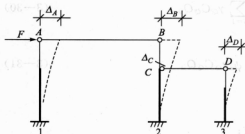


图 3-34 两跨不等高排架在外荷载作用下的变形

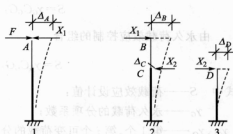


图 3-35 两跨不等高排架按力法计算时结构基本体系

应注意:在图 3-35 中, X_1 是作用于两个柱,所以 δ_{11} 是由两部分组成,即 $\delta_{11} = \delta_{11\text{左}} + \delta_{11\text{右}}$ 。



δ_{12} 、 δ_{21} 可应用图乘法求出。这样由式(3—27)和式(3—28)可以求出 X_1 和 X_2 , 从而可以做出各柱相应的内力图。

3.4.4 内力组合

通过排架内力分析,求得每种荷载单独作用下各柱的内力。其中永久荷载是一定存在的,但可变荷载可能同时作用,也可能单独作用于排架,设计时需要确定排架柱的控制截面在哪些荷载作用下会产生最不利内力,据此进行柱截面配筋计算,这就是排架内力组合需要解决的问题。

1. 控制截面

在荷载作用下,柱子的内力是沿柱高变化的,设计时应根据内力分布和截面的变化情况选取几个起控制作用的截面进行内力的最不利组合,以此作为配筋计算的依据。在一般单阶柱中,为便于施工,整个上柱截面配筋相同,整个下柱截面的配筋也相同。因此,要分别找出上柱和下柱的控制截面。

上柱:上柱底截面的内力一般比其他截面的内力大,因此,通常取图 3—36 中 I—I 截面作为上柱的控制截面。

下柱:在吊车竖向荷载作用下,牛腿面处 II—II 截面的弯矩 M 最大;在风荷载或吊车横向水平荷载作用下,柱底截面 III—III 的弯矩 M 最大,它的内力值也是设计基础的依据,故下柱常取此两截面作为控制截面。如果截面 II—II 的内力较小,需要的配筋较少,或者当下柱高度较大,下柱的配筋也可以是沿高度变化的,这时应在下柱的中部再取一个控制截面,以便控制下柱中纵向钢筋的变化。

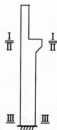


图 3—36 排架柱控制截面

2. 荷载效应组合

对于一般的排架、框架结构考虑基本组合时,荷载效应设计值 S 应从下列组合值中取最不利值确定:

由可变荷载效应控制的组合

$$S = \gamma_G C_G G_k + \gamma_{Q1} C_{Q1} Q_{1k} \quad (3-29)$$

$$S = \gamma_G C_G G_k + 0.9 \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} C_{Qi} Q_{ik} \quad (3-30)$$

由永久荷载效应控制的组合

$$S = \gamma_G C_G G_k + \sum_{i=1}^n \psi_{ci} \gamma_{Qi} C_{Qi} Q_{ik} \quad (3-31)$$

式中 S ——荷载效应设计值;

γ_G ——永久荷载的分项系数;

γ_{Q1} 、 γ_{Qi} ——第 1 个、第 i 个可变荷载的分项系数;

G_k ——永久荷载标准值;

$\gamma_G G_k$ ——永久荷载设计值;

Q_{1k} ——第 1 个可变荷载的标准值,该可变荷载的效应大于任意第 i 个可变荷载标准值的效应;

$\gamma_{Qi} Q_{ik}$ ——第 i 个可变荷载的设计值;

Q_k ——第 i 个可变荷载的标准值;

$\gamma_Q Q_k$ ——第 i 个可变荷载的设计值;

C_G, C_{Q1}, C_{Qi} ——永久荷载、第 1 个可变荷载、第 i 个可变荷载的荷载效应系数。

根据以上原则,荷载效应组合有以下几种:

①恒荷载+任一活荷载;

②恒荷载+风荷载;

③恒荷载+0.9(任意两个或两个以上活荷载之和)。

3. 内力组合

排架控制截面上的内力包括弯矩 M 、剪力 V 和轴力 N , 其中剪力 V 对排架柱的配筋影响较小。

由偏心受压构件的 $M-N$ 相关曲线可知:对于大偏心构件受压截面,当 M 不变, N 越小时,或当 N 不变, M 越大时,则配筋越多;对于小偏心构件受压截面,当 M 不变, N 越大时,或当 N 不变, M 越小时,则配筋越多。所以,对于排架柱通常考虑以下几种内力组合。

① $\pm M_{\max}$ 及相应的 N, V ;

② N_{\max} 及相应的 M, V ;

③ N_0 及相应的 M, V 。

除了上述几种内力组合,在某些情况下,还可能存在其他最不利的内力组合。例如对大偏心受压构件,偏心距 $e=M/N$ 越大(即 M 越大, N 越小)时,截面配筋量往往较多。因此,有时 M 虽不是最大值,而比最大值略小,但它相应的 N 若减小很多,则这组内力所要求的截面配筋可能会更多。不过,通常的情况下上述的几种组合已经能够满足工程设计的需要。

特别注意的是对于双肢柱,还需组合最大的剪力 V_{\max} 及相应的 M, N , 以供设计肢杆和腹杆。

进行单层厂房结构的内力组合时,还应注意以下几个问题。

①永久荷载必参与组合;

②每次组合只能以一种内力为目标来决定荷载项的取舍。例如考虑第(2)种内力组合时,必须以得到 N_{\max} 为目标,然后去组合相应的 M 和 V ;

③吊车竖向荷载 D_{\max} 。可分别作用在一跨的左柱或右柱,对于这两种情况,每次只能选择其中一种情况参加内力组合;

④在考虑吊车横向水平荷载时,该跨必然相应作用有该吊车的竖向荷载;但在考虑该吊车竖向荷载时,该跨不一定相应作用有该吊车的横向水平荷载。不过考虑到 T_{\max} 既可向左又可向右作用的特性,如果取用了 D_{\max} (或 D_{\min}) 产生的内力,总是要同时取用 T_{\max} (多跨时也只取一项)才能得到最不利的内力。因此在吊车荷载的内力组合时,要遵守“有 T_{\max} 必有 D_{\max} (或 D_{\min}), 有 D_{\max} (或 D_{\min}) 也要有 T_{\max} ”的原则;

⑤吊车横向水平荷载作用在同一跨内的两个柱子上,向左或者向右,只能选取其中一种参与组合;

⑥参与组合的吊车台数:排架计算中考虑多台吊车竖向荷载时,对一层吊车的单跨厂房的每个排架,参与组合的吊车台数不宜多于两台;对一层吊车的多跨厂房的每个排架,不宜多于四台。此外,一层吊车是指同一跨内只有一个吊车轨顶标高的吊车,有的车间由于生产工艺的需要,如生产大型变压器的车间,在同一跨内吊车轨顶有两种不同标高的,称为两层



吊车;

排架计算中考虑多台吊车水平荷载时,对单跨或多跨厂房的每个排架,参与组合的吊车台数不应多于两台;

⑦风荷载的作用方向有向左和向右两种,每次组合只取其中一种参与;

⑧由于柱底水平剪力对基础底面将产生弯矩,其影响不能忽视,故在组合截面Ⅲ—Ⅲ的内力时,要把相应的水平剪力值求出。

3.4.5 排架结构考虑整体空间作用的计算

1. 排架结构的整体空间作用概念

单层厂房结构是一个空间结构体系,当其某一部分受到荷载作用时,整个厂房结构中所有构件都将或大或小地受到影响,产生一定的内力。然而由于按照空间结构进行计算比较复杂,且缺乏合理又简便的计算方法,故通常不考虑厂房的整体空间作用,而近似地简化为如前面所述的平面排架计算,这种计算方法对于沿厂房纵向均匀分布的恒荷载、屋面活荷载及风荷载作用时,基本符合厂房的工作性能。但是当厂房受到吊车荷载作用时,就必须考虑空间作用。

所谓的厂房整体空间作用是指排架与排架、排架与山墙之间相互制约、相互影响的作用。下面以厂房排架顶点水平位移的比较,说明厂房的整体空间作用。

图 3—37 所示的厂房,当在其中某个排架的柱顶上作用一个集中荷载 F_k 时,由于屋盖及纵向连系构件等将相邻各排架连成一个空间整体,因此荷载 F_k 不仅由直接受力排架承受,而且将通过屋盖沿纵向传给相邻的其它排架,使整个厂房共同承担。若把这一直接受力排架截离出来与平面排架作比较,如图 3—38 所示,柱顶位移 $\mu_k > \mu'_k$ 。平面排架柱应提供全部反力与外荷载 F_k 平衡,而考虑空间作用的排架柱只提供其中的一部分反力 F'_k ,其余部分 $F_k - F'_k$ 是通过纵向连系构件的传递作用由其它排架和山墙提供的。由此可见,当考虑空间作用时,直接受力排架柱受到的剪力由 F_k 减小到 F'_k 。很显然, $F'_k < F_k$,通常把 F'_k 与 F_k 之比值,称为单个荷载作用下的空间作用分配系数,以 μ 表示,即

$$\mu = \frac{F'_k}{F_k} \quad (3-32)$$

从上式可以看出,空间作用分配系数 μ 的物理意义是:当 $F_k = 1 \text{ kN}$ 时直接受力的排架所分担到的荷载。 μ 越小,单个荷载作用下的空间作用越大。

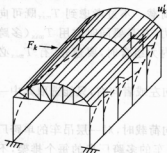


图 3—37 单个水平荷载下厂房的整体空间作用

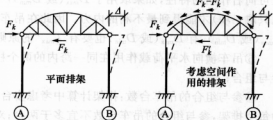


图 3—38 平面排架与考虑空间作用的排架的受力比较

目前确定空间作用分配系数 μ 大多以实测和模型试验为主,而以理论分析为辅。但在实测中,要测定式(3-32)中的 F'_k 值是比较困难的,因而常常采用测定位移的方法来确定 μ 值。由于考虑到弹性结构排架的柱顶位移与该排架所受荷载成正比,所以空间作用分配系数 μ 可表示为

$$\mu = \frac{F'_k}{F_k} = \frac{\Delta'}{\Delta} \quad (3-33)$$

根据实测资料和理论分析的结果表明,影响 μ 值大小的主要因素有:

(1) 屋盖刚度

屋盖刚度越大,空间作用越显著,则 μ 越小。无檩屋盖体系与轻型有檩屋盖体系相比,其刚度相差较大,空间作用也就不同;另外,厂房跨度越大,屋盖体系的水平刚度越大,空间作用也越大,则 μ 越小。

(2) 厂房两端有无山墙

两端有山墙的厂房与两端无山墙的厂房,根据实测资料,其 μ 值相差几倍至十几倍。

(3) 厂房长度

对于两端有山墙的厂房,厂房长度越长,山墙的作用相对减弱, μ 值越大;对于两端无山墙或仅一端有山墙的厂房则相反,厂房长度越长,整体性越好, μ 值越小。

(4) 排架本身刚度

排架本身刚度越大,直接受力排架承担的荷载就越多,传递给其它排架的荷载就越小,空间作用减小, μ 值就越大。此外,还与屋架变形等因素有关。

根据实测资料,对于大型屋面板屋盖体系的单层厂房,两端有山墙时, $\mu = 0.3 \sim 0.5$ 。

2. 单跨厂房排架在吊车荷载作用下整体空间作用分配系数

上述所讨论的空间作用分配系数 μ 只是考虑承受一个集中荷载时的情况。实际上,厂房在吊车荷载作用下承受的是多个集中荷载。吊车有多个轮子的力作用在各排架上,这些力不仅由所计算的排架直接承受,而且也由相邻的排架承受。当为空间排架时,计算排架上的力要传到其它排架上,而其它排架上所受到的力也要传到计算排架上。所以,在确定多个荷载作用下的 μ 值时,需要考虑排架的相互作用。根据大量的实测资料与统计分析给出了的空间分配系数 μ 值,如表 3-11 所示。

表 3-11 单跨厂房空间作用分配系数 μ

厂房情况		吊车起重量/t	厂房长度/m			
			≤60	>60		
有檩屋盖	两端无山墙及一端有山墙	≤30	0.90	0.85		
	两端有山墙	≤30	0.85			
无檩屋盖	两端无山墙及一端有山墙	≤75	跨 度 /m			
			12~27	>27	12~27	>27
	两端有山墙	≤75	0.90	0.85	0.85	0.80
			0.80			

在下列情况下,排架计算不考虑空间作用(即取 $\mu = 1$):



- ①当厂房一端有山墙或两端均无山墙,且厂房长度小于 36 m 时;
- ②天窗跨度大于厂房跨度的二分之一,或者天窗布置使厂房屋盖沿纵向不连续时;
- ③厂房柱距大于 12 m 时(包括一般柱距小于 12 m,但有个别柱距不等且最大柱距超过 12 m 的情况);
- ④当屋架下弦为柔性拉杆时。

3. 多跨厂房排架的整体空间作用分配系数

(1)对于多跨等高排架

由于厂房各跨度、屋盖情况可能不同,多跨等高厂房的空间作用分配系数 μ ,故应按下式计算:

$$\frac{1}{\mu} = \frac{1}{n} \left(\frac{1}{\mu_1} + \frac{1}{\mu_2} + \dots + \frac{1}{\mu_n} \right) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{1}{\mu_i} \quad (3-34)$$

式中 μ ——多跨等高排架的空间作用分配系数;

n ——排架跨数;

μ_i ——第 i 跨按单跨考虑的空间作用分配系数,按表 3-11 确定。

实践表明,对两端有山墙的多跨等高无檩体系厂房,其屋盖在平面内的刚度是非常大的,尤其是吊车起重量比较小时,吊车荷载引起的屋盖变形,即柱顶侧移是极其微小的。为了简化此类厂房的排架内力计算,对于两端有山墙的两跨或两跨以上的等高厂房,当屋盖为大型屋面板无檩体系,且吊车起重量小于或等于 30 t 时,可按柱顶为不动铰支承进行计算。

(2)对于多跨不等高排架

对于多跨不等高排架应考虑各跨间高差带来的影响,空间作用分配系数 μ 按下式计算:

$$\frac{1}{\mu_i} = \frac{1}{1 + \xi_i + \xi_{i+1}} \left(\frac{1}{\mu_i} + \xi_i \frac{1}{\mu_{i-1}} + \xi_{i+1} \frac{1}{\mu_{i+1}} \right) \quad (3-35)$$

式中 μ ——不等高厂房第 i 跨的空间作用分配系数;

ξ_i ——柱高差系数,即 $\xi_i = \left(\frac{h_i}{H_i} \right)^2$,其中 h_i 为从基础顶面算起到第 $i-1$ 跨屋架(或屋面梁)下表面的高度; H_i 为从基础顶面算起的第 i 根柱全高。

μ'_{i-1} 、 μ'_i 、 μ'_{i+1} ——第 $i-1$ 、 i 、 $i+1$ 跨的单跨空间分配系数,按表 3-11 确定。

4. 考虑厂房整体空间作用时排架内力计算方法

考虑厂房整体空间作用时的内力计算方法,除引入空间作用分配系数 μ 外,与剪力配法基本相同。

以如图 3-39(a)所示吊车水平荷载 T_{\max} 作用下排架为例,当考虑厂房整体空间作用时,可按下列步骤计算内力:

①先假定排架柱顶无侧移,求出在吊车水平荷载 T_{\max} 作用下的柱顶反力 R (或 R_A 和 R_B),以及相应的柱顶剪力,如图 3-39(b)所示;

②将柱顶反力 R 乘以空间作用分配系数 μ ,并将它反方向施加于可侧移的平面排架上,求出各柱顶剪力 $\eta\mu R$,如图 3-39(c)所示;

③将上述两步求得的柱顶剪力叠加,即为考虑空间作用的柱顶剪力;根据柱顶剪力及柱上实际承受的荷载,可求出各柱的内力,如图 3-39(d)所示。

由图 3-39(d)可见,考虑厂房整体空间作用时,柱顶剪力为:

$$V'_i = R_i - \eta\mu R \quad (3-36)$$

式中 η ——剪力分配系数。

不考虑厂房整体空间作用时($\mu=1.0$),柱顶剪力为:

$$V_i = R_i - \eta_i R \quad (3-37)$$

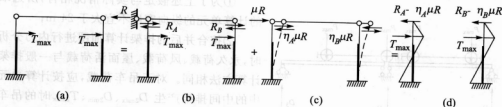


图 3-39 考虑空间作用时排架内力计算

由于 $\mu < 1.0$, 故 $V'_i > V_i$ 。因此, 考虑厂房整体空间作用时, 上柱内力将增大; 又因为 V'_i 与 T_{\max} 方向相反, 所以下柱内力将减小。由于下柱的配筋量一般比较多, 所以考虑空间作用后, 柱中钢筋总用量有所减少。

3.4.6 排架内力计算中的两个问题

1. 纵向柱距不等的排架内力分析

单层厂房中, 往往由于生产工艺的要求, 需要在局部区段增大柱距, 少放若干根柱。或者中列柱的柱距比边列柱大, 这样就形成了柱距不等的情形。例如一种常见的情况, 中列柱距 12 m, 边列柱距 6 m, 如图 3-40(a) 所示。

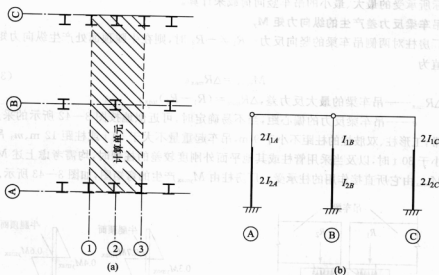


图 3-40 柱距不等时的计算单元和计算简图

如果屋盖刚度较大, 或设有可靠的下弦纵向水平支撑时, 纵向柱距不等的排架可以选取较宽的计算单元(如图 3-40(a) 中阴影部分)进行内力分析。假定计算单元中同一柱列的柱顶水平位移相等, 因此计算单元内的几榀排架可以合并为一榀平面排架计算它的内力。

合并后的排架柱的截面惯性矩应按合并的惯性矩计算,如图 3—40(b)所示,④、⑤轴线的柱应为两根合并而成为 $2I_A$ 、 $2I_C$; ③轴柱为一根 I_B 。

按上述原则计算时,需要注意以下几点。

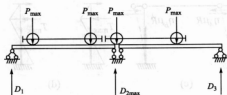


图 3—41 吊车荷载计算

①为了上述假定与实际情况相符,所选取的计算单元的纵向宽度不宜大于 24 m;

②按合并后的排架计算简图进行内力分析时,永久荷载、风荷载、屋面活荷载与一般排架计算方法相同。对于吊车荷载,应按计算单元中的中间排架产生 D_{2max} 、 D_{2min} 、 T_{2max} 时的吊车位置来计算,如图 3—41 所示,即合并排架的吊车竖向荷载和横向水平荷载为:

$$D_{max} = D_{2max} + \frac{D_1 + D_3}{2} \quad (3-38)$$

$$D_{min} = D_{max} \frac{P_{min}}{P_{max}} \quad (3-39)$$

$$T_{max} = D_{max} \frac{T}{P_{max}} \quad (3-40)$$

③按合并排架计算简图和荷载求得内力后,必须进行还原,以求得柱的实际内力。例如,计算简图中④、⑤轴线柱是由两根柱合并成的,因此应将它们的 M 、 V 除以 2 才等于原结构④、⑤轴线各根柱的内力。但是,对于吊车竖向荷载 P_{max} 和 P_{min} 引起的轴力 N ,应该按这根柱实际所承受的最大、最小的吊车竖向荷载来计算。

2. 吊车梁反力差产生的纵向力矩 M_y

当厂房柱对两侧吊车梁的竖向反力 $-R_1 \neq -R_2$ 时,则在牛腿顶面处产生纵向力矩 M_y , 其最大值为

$$M_{ymax} = \Delta R_{max} e \quad (3-41)$$

式中 ΔR_{max} ——吊车梁的最大反力差, $\Delta R_{max} = (R_1 - R_2)_{max}$;

e ——吊车梁反力的偏心距,当不易确定时,可近似地按图 3—42 所示的采用。

通常,工形柱、双肢柱的柱距不小于 9 m,吊车起重量不大于 50 t 或柱距 12 m、 m_3 吊车起重量不小于 30 t 时,以及当采用管柱或其他平面外刚度较差的柱型时,均需考虑上述 M_{ymax} 的作用。 M_{ymax} 由它所直接作用的柱承受。厂房柱由 M_{ymax} 产生的弯矩图,如图 3—43 所示。

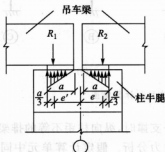


图 3—42 吊车梁反力偏心距的近似确定

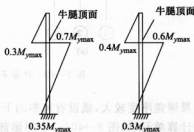


图 3—43 由 M_{ymax} 产生的柱弯矩图

其中,平腹杆双肢柱的下部柱,在肩梁和柱脚处的纵向弯矩 $0.6M_{\max}$ 和 $0.3M_{\max}$ 还都应按 75% 和 25% 的比例分配给吊车肢和非吊车肢。

各截面的纵向弯矩应与排架计算求得的内力一并考虑,即按双向偏心受压截面进行承载力计算。

3.4.7 排架的水平位移验算

在一般情况下,排架柱的截面尺寸满足表 3—7 的要求时,排架的侧向刚度就能够满足要求,故不必进行其水平位移值验算。但在一些情况下,例如吊车吨位较大时,需对水平位移进行验算。最有实际意义的是验算吊车梁顶与柱连接点 K 的水平位移值。这时,考虑正常的使用情况,即按一台最大吊车的横向水平荷载作用在 K 点时验算 K 点的水平位移值 μ_k ,如图 3—44 所示,应满足下列规定:

① 当 $\mu_k \leq 5 \text{ mm}$ 时,可不验算相对水平位移值;

② 当 $5 \text{ mm} < \mu_k < 10 \text{ mm}$ 时,其相对水平位移限值如下:

轻、中级工作制吊车的厂房柱 $\frac{H_k}{1800}$

重级和超重级工作制吊车的厂房柱 $\frac{H_k}{2200}$

H_k ——自基础顶面至吊车梁顶面的距离。

对于露天栈桥柱的水平位移,则按悬臂柱计算,除考虑一台最大起重量的吊车横向水平荷载作用以外,还应考虑由吊车梁安装偏差 20 mm 产生的偏心力矩的作用,这时应满足下列规定:

$$\mu_k \leq 10 \text{ mm} \text{ 及 } \mu_k \leq \frac{H_k}{2500} \quad (3-42)$$

在计算水平位移限值时,可取柱截面抗弯刚度为:

$$B = 0.85 E_c I_0 \quad (3-43)$$

式中 I_0 ——按弹性模量比 $\frac{E_s}{E_c}$ 把钢筋换算成混凝土后的换算截面的惯性矩。

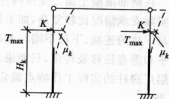


图 3—44 排架水平位移的验算

3.5 单层厂房主要构件设计

单层厂房排架结构中主要需要设计的构件是柱和柱下基础,因此本节重点介绍柱和柱下基础的设计,其他构件只作简单介绍。

3.5.1 柱的设计

柱的设计内容包括以下几方面:

① 选择柱的形式。在结构设计方案的制定阶段,根据厂房面积和荷载的大小,考虑到地区材料、施工等方面的具体条件,通过技术经济分析比较,选择柱的形式;

② 确定柱的外形。根据厂房的结构形式、工艺和建筑要求确定;

③ 柱的截面配筋计算。在排架内力分析的基础上,计算保证承载力所需要的柱截面配



筋,并验算柱在吊装运输阶段的承载力和裂缝宽度;

④牛腿设计,包括支承吊车梁和墙梁的柱牛腿的设计;

⑤进行连接构造设计,即柱与屋架、吊车梁、柱间支撑等构件进行连接时,需要预埋在柱中的预埋件设计。

1. 矩形和工形截面柱的设计

单层厂房柱控制截面的内力已经从排架内力计算中得到,这是截面配筋计算的依据。因为柱截面上的剪力比轴力小得多,多数情况下不起控制作用,所以对矩形和工形截面实腹柱不验算其抗剪承载力。因此实腹柱配筋主要由 M 和 N 决定,属偏心受压构件,它的配筋计算和构造要求与一般钢筋混凝土偏心受压构件设计类同。本节仅讨论单层厂房柱在配筋计算和构造上的几个特殊问题。

(1) 柱的计算长度 l_0

在钢筋混凝土偏心受压构件计算中,需要确定柱的计算长度 l_0 。对于单层厂房,由于柱的实际支承情况比较复杂,如上柱应为理想铰支承,但实际上是一种弹性支承;又如上柱下端与下柱的连接、下柱下端与基础的连接均应为理想固端,但实际情况是该两处均可能产生水平和垂直位移及转角,只能说是接近固端。因此确定柱的计算长度比较复杂,一般可根据单层厂房柱的实际工作特点确定。《规范》中给出单层厂房柱计算长度的规定值,如表 3—12 所示。

表 3—12 采用刚性屋盖的单层厂房柱和露天吊车栈桥的计算长度 l_0

柱的类型		排架方向	垂直排架方向	
无吊车厂房柱	单跨	$1.5H$	$1.0H$	$1.2H$
	两跨及多跨	$1.25H$	$1.0H$	$1.2H$
有吊车厂房柱	上柱	$2.0H_u$	$1.25H_u$	$1.5H_u$
	下柱	$1.0H_l$	$0.8H_l$	$1.0H_l$
露天吊车和栈桥柱		$2.0H_l$	$1.0H_l$	—

注:①表中系数 H 为从基础顶面算起的柱子高度; H_l 为从基础顶面至装配式吊车梁底面或现浇吊车梁顶面的柱下部高度; H_u 为从装配式吊车梁顶面算起的柱子上部高度;

②表中有吊车厂房排架柱的计算长度,当计算中不考虑吊车荷载时,可按无吊车厂房采用,但上柱的计算长度仍按有吊车厂房采用;

③表中有吊车厂房排架的上柱在排架方向的计算长度,仅适用于 $\frac{H_u}{H_l} \geq 0.3$ 的情况;当 $\frac{H_u}{H_l} < 0.3$ 时,宜采用 $2.5H_u$ 。

(2) 截面设计

在进行柱截面配筋计算时,由于柱子承受的弯矩可能正向也可能反向,同时为了施工方便,因此一般采用对称配筋。

(3) 吊装阶段验算

预制柱吊装时应根据混凝土的实际强度进行承载力计算和裂缝宽度的验算。

吊装可以采用平吊,也可以采用翻身吊,其柱子的吊点一般均设在牛腿的下边缘处,起吊方法及计算简图如图 3—45 所示。其荷载是柱的重力荷载,但是在验算时,考虑到起吊时的动力作用,其自重须乘以动力系数 1.5,但根据构件的受力情况,可适当增减。考虑到施

工荷载是临时性的,因此结构构件的安全等级可较使用阶段降低一级,即重要性系数应降低。其承载力验算方法与受弯构件类似。另外,柱的混凝土强度达到设计强度的70%以上时方可进行吊装(特殊要求需另行注明)。

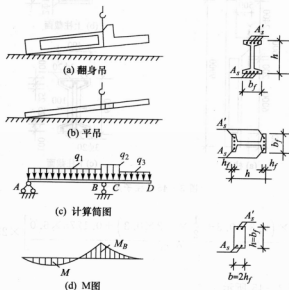


图 3—45 柱吊装验算的计算简图及截面选取

一般应尽量采用平吊,以便于施工。但当采用平吊需较多地增加柱中的配筋量时,则应考虑采用翻身吊。当采用翻身吊时,其截面的受力方向与使用阶段的受力方向一致,因而其承载力和裂缝宽度能够满足要求,一般不必验算。当采用平吊时截面受力方向是柱子的平面外方向,对工形截面柱的腹板作用可以忽略不计,并可简化为宽度为 $2h_f$,高度为 b_f 的矩形截面梁进行验算,此时其纵向受力钢筋只考虑两翼缘上下最外边的一排作为 A_s 及 A'_s 的计算值。

在平吊时构件裂缝宽度的验算,《规范》对钢筋混凝土构件未作专门的规定,一般可按允许出现裂缝的控制等级进行验算。

例 3—1 已知某厂房排架边柱,柱的各部尺寸和截面配筋如图 3—46 所示,混凝土的强度等级用 C25,若采用一点起吊,试进行吊装验算。

解:(1)荷载计算

上柱矩形截面面积 0.16 m^2

下柱矩形截面面积 0.24 m^2

下柱工形截面面积 0.1275 m^2

上柱线荷载为 $q_3 = 0.16 \times 25 = 4 \text{ kN/m}$

下柱平均线荷载为 $q_1 = \frac{0.24 \times (0.7 + 0.2) + 0.1275 \times 6.0}{6.9} \times 25 = 3.56 \text{ kN/m}$

牛腿部分线荷载为

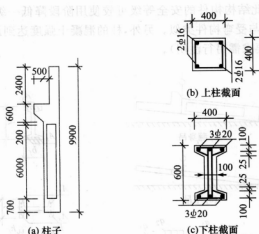


图 3-45 柱子尺寸

$$q_2 = \left[0.24 + \frac{0.4 \times \left(0.3 \times 0.3 + \frac{1}{2} \times 0.3 \times 0.3 \right) + 0.1275 \times 6.0}{0.60} \right] \times 25 = 8.25 \text{ kN/m}$$

(2) 弯矩计算

如图 3-44 及图 3-45 所示

$$l_1 = 0.7 + 6.0 + 0.2 = 6.9 \text{ m}$$

$$l_2 = 0.6 \text{ m}; l_3 = 2.4 \text{ m}$$

则得

$$M_C = \frac{1}{2} \times 4 \times 2.4^2 = 11.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = -4 \times 2.4 \times \left[0.6 + \frac{1}{2} \times 2.4 \right] - \frac{1}{2} \times 8.25 \times 0.6^2 = 18.77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

求 AB 跨最大弯矩, 先求反力 R_A :

由 $\sum M_B = 0$ 得

$$R_A = \frac{\frac{1}{2} \times 3.56 \times 6.9^2 - 18.77}{6.9} = 9.56 \text{ kN}$$

故 AB 跨最大弯矩为

$$V = R_A - q_1 x = 0$$

$$x = \frac{R_A}{q_1} = \frac{9.56}{3.56} = 2.69 \text{ m}$$

$$M_{AB} = 9.56 \times 2.69 - \frac{1}{2} \times 3.56 \times 2.69^2 = 12.84 \text{ kN}$$

故最不利截面为 B 及 C 截面, 如图 3-44 所示。

(3) 配筋验算

对 B 截面

荷载分项系数为 1.2, 动力系数为 1.5, 取 γ_c 值 = 0.9, 则其弯矩设计值为:

$$M_B = -1.2 \times 1.5 \times 0.9 \times 18.77 = -30.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

受拉钢筋截面面积(为偏于安全,下柱取工形截面计算)

$$\alpha_s = \frac{M_B}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{30410000}{1.0 \times 11.9 \times 200 \times (400 - 35)^2} = 0.096$$

$$\gamma_s = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.096}}{2} = 0.949$$

$$A_s = \frac{M_B}{\gamma_s f_y h_0} = \frac{30410000}{0.949 \times 300 \times (400 - 35)} = 293 \text{ mm}^2$$

下柱原配受拉钢筋 2Φ20 ($A_s = 628 \text{ mm}^2$)

对 C 截面(计算从略)

(4) 裂缝宽度验算

对 B 截面

取 $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{628}{0.5 \times 400 \times 200} = 0.016$$

$$M_{Bk} = -1.5 \times 18.77 = -28.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Bk}}{0.87 A_s h_0} = \frac{28160000}{0.87 \times 628 \times (400 - 35)} = 141 \text{ N/mm}^2$$

$$\phi = 1.1 - \frac{0.65 f_y}{\rho_{te} \sigma_s} = 1.1 - \frac{0.65 \times 1.78}{0.016 \times 141} = 0.587$$

$$\begin{aligned} w_{\max} &= 2.1 \phi \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \\ &= 2.1 \times 0.587 \times \frac{141}{2.0 \times 10^5} \left(1.9 \times 25 + 0.08 \times \frac{20}{0.016} \right) \\ &= 0.128 \text{ mm} < 0.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

故裂缝宽度满足要求。

对 C 截面(计算从略)。

2. 牛腿设计

在单层厂房中,通常采用柱侧伸出的牛腿来支承屋架、吊车梁及墙梁等构件。由于其负荷大或有动力作用,所以牛腿虽小,却是一个重要部件。

(1) 牛腿分类

根据牛腿所受竖向荷载作用点到牛腿下部与柱边缘交接点的水平距离 a 的大小,可将牛腿分成两类:当 $a \leq h_0$ 时为短牛腿;当 $a > h_0$ 时为长牛腿,此处 h_0 为牛腿垂直截面的有效高度,如图 3-46 所示。

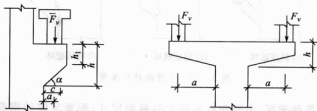


图 3-46 牛腿类型



长牛腿的受力情况与悬臂梁相似,可按悬臂梁进行设计。短牛腿实质上是一变截面悬臂深弯构件,应力状态与普通悬臂梁不同。单层厂房中遇到的一般为短牛腿,本节主要讨论短牛腿(以下简称牛腿)的应力状态、破坏形态和设计方法等。

(2) 应力状态

图 3—47 所示为对 $a/h_0=0.5$ 的环氧树脂牛腿模型进行光弹性试验得到的主应力迹线。由图可见,牛腿上部的主拉应力方向基本上与上边缘平行,到加载点附近稍向下倾斜。牛腿上表面的拉应力,沿牛腿长度方向分布比较均匀,在加载点外侧,拉应力迅速减少至零。主压应力方向大致与加载点到牛腿下部转角的连线相平行,并在一条不很宽的带状区域内主压应力迹线密集地分布。

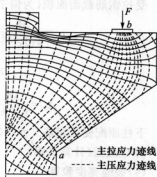


图 3—47 牛腿的主应力迹线

(3) 破坏形态

①斜压破坏:对 $a/h_0=0.1\sim0.75$ 范围内的钢筋混凝土牛腿作试验结果表明,混凝土的开裂最终破坏形态与上述光弹性模型试验相一致。最初的裂缝①出现在牛腿顶部与柱相接的部位,如配有足够的受拉纵筋,一般不会发展成为破坏裂缝。当继续加至极限荷载的 40~60% 时,在加载板内侧附近出现斜裂缝②;当加载至极限荷载的 60~80% 时,在这条斜裂缝外侧整个带状区域内,出现大量短小斜裂缝,当这些斜裂缝逐渐贯通时,混凝土剥落崩出,牛腿即破坏,如图 3—48(a) 所示。也有少数牛腿在斜裂缝②发展到相对稳定后,继续加载,突然从加载板底部出现一条通长斜裂缝③,然后就很快沿此斜裂缝破坏,如图 3—48(b) 所示。以上牛腿的破坏形态称为斜压破坏因为单层厂房的牛腿 a/h_0 值一般 0.1~0.75 范围内,故大部分牛腿破坏都属于斜压破坏;

②剪切破坏:当 $a/h_0\leq 0.1$ 时,在牛腿与柱交接面上出现一系列短斜裂缝,最后牛腿沿此裂缝从柱上切下而破坏,如图 3—48(c) 所示;

③弯压破坏:当 $a/h_0\geq 0.75$ 或受拉纵筋配筋率较低时,它与一般受弯构件破坏特征相近,首先受拉纵筋屈服,最后受压区混凝土压碎而破坏,如图 3—48(d) 所示;

④局压破坏:当加载垫板尺寸过小时,会导致加载板下混凝土局部压碎破坏,如图 3—48(e) 所示。

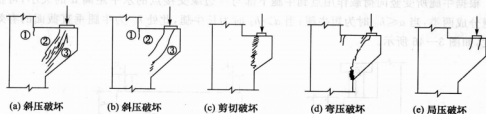


图 3—48 牛腿的破坏类型

为了防止上述各种破坏,牛腿应有足够大的截面尺寸,配置足够的钢筋,垫板尺寸不能过小以及满足构造要求。

(4) 牛腿的设计

牛腿设计内容包括三个方面:截面尺寸的确定,承载力计算及配筋构造。

① 截面尺寸的确定

由于牛腿截面宽度与柱等宽,因此只须确定截面高度即可。牛腿是一重要部件,考虑到出问题后不易加固,因此截面高度一般以斜截面的抗裂度作为控制条件,即控制其在正常使用阶段不出现或仅出现微裂缝为宜,设计时可根据经验预先假定牛腿高度,然后按下列裂缝控制公式进行验算。

$$F_{sk} \leq \beta \left(1 - 0.5 \frac{F_{sk}}{F_{sk}} \right) \frac{f_{tk} b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} \quad (3-44)$$

式中 F_{sk} ——作用于牛腿顶部按荷载效应标准组合计算的竖向力值;

F_{sk} ——作用在牛腿顶部按荷载效应标准组合计算的水平拉力值;

β ——裂缝控制系数。对承受重级工作制吊车的牛腿, $\beta=0.65$; 对承受中、轻级工作制吊车的牛腿, $\beta=0.70$; 其他牛腿, $\beta=0.80$;

a ——竖向力的作用点至下柱边缘的水平距离,此时,应考虑安装偏差 20 mm; 当 $a < 0$ 时,取 $a=0$;

b ——牛腿宽度;

h_0 ——牛腿与下柱交接处的垂直截面有效高度,取 $h_0 = h_1 - a + ctg\alpha$, 当 $\alpha > 45^\circ$ 时,取 $\alpha = 45^\circ$ 。

牛腿支承面上垫板下局部受压应力不应超过 $0.75f_c$, 即

$$\frac{F_{sk}}{A} \leq 0.75f_c \quad (3-45)$$

式中 A ——局部受压面积, $A=ab$, 其中 a, b 分别为垫板的长度和宽度。

当不满足式(3-45)要求时,应采取加大垫板尺寸或设置钢筋网等措施。

② 承载力计算

A. 正截面承载力计算

根据前述牛腿的试验结果指出,常见的斜压破坏形态的牛腿,在牛腿即将破坏时,可以把牛腿上部近似假定为一个拉杆,拉力由纵向钢筋承受,且拉杆与牛腿上边缘平行;带状的受压区域可以看作承受主压应力的压杆,这样就简化成了平面三角形桁架,如图 3-49 所示。通过三角形桁架拉杆的承载力计算来确定纵向受拉钢筋用量,纵向钢筋的总面积 A_s 可由图 3-49 取 $\sum M_A = 0$ 求得:

$$F_{sk}a + F_{sk}(\gamma_1 h_0 + a_s) = f_y A_s \gamma_1 h_0 \quad (3-46)$$

近似取 $(\gamma_1 h_0 + a_s)/\gamma_1 h_0 \approx 1.2$ $\gamma_1 = 0.85$, 则

$$A_s = \frac{F_{sk}a}{0.85f_y h_0} + 1.2 \frac{F_{sk}}{f_y} \quad (3-47)$$

式中 F_{sk} ——作用在牛腿顶部的竖向力设计值;

F_{sk} ——作用在牛腿顶部的水平拉力设计值;

a ——竖向力 F 作用点至下柱边缘的水平距离,当 $a < 0.3h_0$ 时,取 $a = 0.3h_0$ 。

B. 斜截面承载力计算

牛腿的斜截面承载力主要取决于混凝土和弯起钢筋,而水平箍筋对斜截面受剪承载力

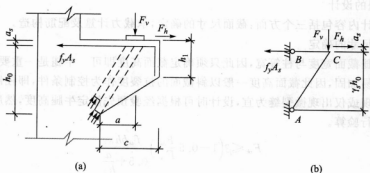


图 3—49 牛腿计算简图

没有直接作用,但水平箍筋可有效地限制斜裂缝的开展,从而可间接提高斜截面承载力。

根据试验分析及设计经验,只要牛腿截面尺寸满足式(3—44)的要求,且按构造要求配置水平箍筋和弯起钢筋,则斜截面承载力均可得到保证。

③构造要求

a. 牛腿的几何尺寸应满足图 3—50(a)所示的要求。其中牛腿端部高度 $h_1 \geq h/3$, 且不应小于 200 mm, 牛腿外边缘与吊车梁外边的距离 a_1 不宜小于 70 mm, 否则会影响牛腿的局部受压承载力, 并可能造成牛腿外缘混凝土保护层剥落;

b. 牛腿承受竖向荷载产生的弯矩和水平荷载产生的拉力的纵向受拉钢筋宜采用 HRB335 级或 HRB400(RRB400)级钢筋, 钢筋直径不应小于 12 mm。由于水平纵向受拉钢筋的应力沿牛腿上部受拉边全长基本相同, 因此不得将其下弯兼作弯起钢筋, 而应全部直通至牛腿外边缘再沿斜边下弯, 并伸入下柱内 15d, 如图 3—50(a)所示。另一端在柱内应有足够的锚固长度(按梁的上部钢筋的有关规定), 以免钢筋未达到强度设计值前就被拔出而降低牛腿的承载能力;

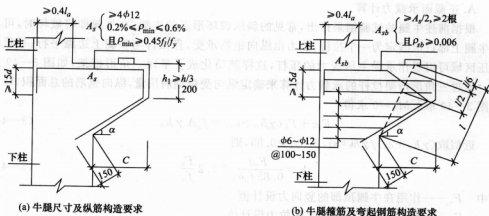


图 3—50 牛腿构造要求

承受竖向力所需的水平纵向受拉钢筋的配筋率(按全截面计算)不应小于 0.2% 和

0.45 f_t/f_y ,也不宜大于0.6%,且根数不宜少于4根;

c. 水平箍筋的直径应取用6~12 mm,间距为100~150 mm,且在上部 $2h_0/3$ 范围内的水平箍筋总截面面积不应小于承受竖向力的水平纵向受拉钢筋截面面积的1/2。

《规范》规定:当 $a/h_0 \geq 0.3$ 时,应设置弯起钢筋,弯起钢筋宜采用HRB335级或HRB400级钢筋,直径不宜小于12 mm,并宜使其与集中荷载作用点和牛腿斜边下端点连线的交点位于牛腿上部 $l/6$ 至 $l/2$ 之间的范围内, l 为该连线的长度,如图3—50(b)所示,其截面面积不应小于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的1/2,且不应小于 $0.001bh$,其根数不应少于2根;

d. 当牛腿设于上柱柱顶时,宜将柱对边纵向受力钢筋沿柱顶水平弯入牛腿,作为牛腿纵向受力钢筋使用。若牛腿纵向受拉钢筋与柱对边纵向受力钢筋分开配置时,则牛腿受拉钢筋与柱对边纵向钢筋应有可靠搭接。

例3—2 某单层厂房,上柱截面尺寸为 400×400 mm,下柱截面尺寸为 400×600 mm,如图3—51所示,厂房跨度为18 m,牛腿上吊车梁承受两台10 t中级工作制吊车,其最大轮压 $P_{\max}=109$ kN,混凝土强度等级为C35,纵筋、弯起钢筋及箍筋均采用HRB335级,试确定其牛腿的尺寸及配筋。

解:(1)荷载计算

两台吊车反力影响线如图3—52所示,故得吊车的竖向荷载为

$$D_{\max,k} = 0.9 \times 109 \times (1 + 0.325 + 0.817 + 0.142) = 224.1 \text{ kN}$$

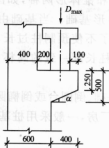


图3—51 牛腿示意图

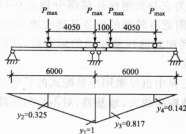


图3—52 吊车反力影响线

由标准图集查得:吊车梁自重30.4 kN,轨道重4.8 kN

作用于牛腿顶部按荷载效应标准组合计算的竖向力为:

$$F_{sk} = 224.1 + 30.4 + 4.8 = 259.3 \text{ kN}$$

(2)截面尺寸验算

取牛腿外形尺寸为 $h_1=250$ mm, $h=500$ mm, $c=400$ mm,如图3—51所示,则 $h_0=500-35=465$ mm, $a=750-600=150$ mm, $f_{sk}=2.20$ N/mm², $F_{sk}=0$, $\beta=0.8$ 。

$$\begin{aligned} \beta \left(1 - 0.5 \frac{F_{sk}}{F_{sk}} \right) \frac{f_{sk} b h_0}{0.5 + \frac{a}{h_0}} &= 0.8 \times \frac{2.20 \times 400 \times 465}{0.5 + \frac{150}{465}} \\ &= 497.46 \text{ kN} > F_{sk} = 259.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

故满足要求。



(3) 配筋计算

纵筋截面面积

$$F_v = 1.2 \times (30.4 + 4.8) + 1.4 \times 224.1 = 356 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{F_v a}{0.85 f_y h_0} + 1.2 \frac{F_s}{f_y} = \frac{150 \times 356 \times 10^3}{0.85 \times 300 \times 465} = 450 \text{ mm}^2$$

选用 4 $\Phi 12$ ($A_s = 452 \text{ mm}^2$)

箍筋选用 $\Phi 8$ 间距 100 mm ($2 \Phi 8, A_{sv} = 101 \text{ mm}^2$), 则在上部 $\frac{2}{3}h_0$ 处实配箍筋截面面积为

$$A_{sv} = \frac{101}{100} \times \frac{2}{3} \times 465 = 313 \text{ mm}^2 > \frac{1}{2} A_s = \frac{1}{2} \times 450 = 225 \text{ mm}^2$$

$a/h_0 = 150/465 = 0.32 > 0.3$, 故需设置弯起钢筋, 其截面面积为

$$A_{sb} = \frac{1}{2} A_s = \frac{1}{2} \times 450 = 225 \text{ mm}^2$$

及 $A_{sv} = 0.0011bh = 0.001 \times 400 \times 450 = 200 \text{ mm}^2$

故选用 2 $\Phi 12$ ($A_{sb} = 226 \text{ mm}^2$), 满足要求。

3.5.2 柱下基础的设计

柱下独立基础按受力性能不同可分为轴心受压基础和偏心受压基础两类。单层厂房中常用的是偏心受压钢筋混凝土独立基础, 其形式有阶梯形和锥体形两种, 如图 3-53(a)、(b)所示。因为它与预制柱连接部分做成杯口, 故又称杯口形基础。当基础由于地质条件所限制, 或是附近有较深的设备基础或地坑而需深埋时, 为了不使预制柱过长, 可做成把杯口位置升高到和其他柱基相同的标高处, 从而出现使预制柱长度一致的高杯口基础, 如图 3-53(c)所示。

在实际工程中也可采用半装配式的板肋式基础、壳体基础、倒圆台或倒椭圆台基础等。

当上部结构荷载大, 地基差, 对不均匀沉降要求较严的厂房, 一般采用桩基础, 如图 3-53(d)所示。

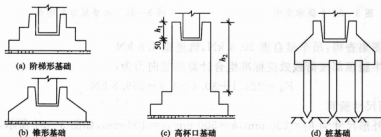


图 3-53 柱下独立基础形式

柱下独立基础设计的主要内容包括以下几方面:

- ①按地基承载力确定基础底面尺寸;
- ②按受冲切承载力确定基础高度和变阶处的高度;

③按基础受弯承载力计算底板配筋；

④构造设计及绘制施工图等。

1. 确定基础底面尺寸

基础底面尺寸是根据地基承载力条件和地基变形条件确定的。由于柱下基础的底面积不太大,故假定基础是绝对刚性且地基土反力为线性分布。

(1) 轴心受压柱下基础

轴心受压时,假定基础底面的压力为均匀分布,如图 3-54 所示,设计时应满足下式要求。

$$p = \frac{F+G}{A} \leq f_a \quad (3-47)$$

式中 F ——上部结构传至基础顶面的竖向力设计值,即排架内力组合中,柱底Ⅲ—Ⅲ截面的轴向力设计值;

G ——基础及基础上方土的重力设计值;

A ——基础底面面积;

f_a ——地基承载力设计值,按《地基基础规范》规定采用。

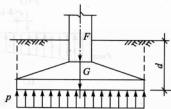


图 3-54 轴心受压基础计算简图

设 d 为基础埋置深度,并设基础及其上土的重力密度的平均值为 γ_m ,则 $G \approx \gamma_m dA$,代入上式可得:

$$A \geq \frac{F}{f_a - \gamma_m d} \quad (3-48)$$

设计时先按式(3-48)算得 A ,再选定基础底面积的一个边长 b ,即可求得另一边长 $l = A/b$,当采用正方形时 $b = l = \sqrt{A}$ 。

对于安全等级为一级的建筑物及特殊情况下的二级建筑物,除应根据上述地基承载力确定基础底面尺寸外,还须经地基变形验算最后确定。

(2) 偏心受压柱下基础

当偏心荷载作用下基础底面全截面受压时,假定基础底面的压力按线性非均匀分布,如图 3-55(a)所示,这时基础底面边缘的最大和最小压力可按下式计算:

$$p_{\max} = \frac{F+G}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (3-49)$$

式中 M ——作用于基础底面的力矩设计值;

W ——基础底面面积的抵抗矩, $W = lb^2/6$ 。

令 $e = M/(F+G)$,并将 $W = lb^2/6$ 代入式(3-49)可得

$$p_{\max} = \frac{F+G}{bl} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) \quad (3-50)$$

由式(3-50)可知,当 $e < \frac{b}{6}$ 时, $p_{\min} > 0$,这时地基反力图形为梯形,如图 3-55(b)所示;当

$e = \frac{b}{6}$ 时, $p_{\min} = 0$,地基反力为三角形,如图 3-55(c)所示;当 $e > \frac{b}{6}$ 时, $p_{\min} < 0$,如图 3-55

(d)所示。这说明基础底面积的一部分将产生拉应力,但由于基础与地基的接触面是不可能受拉的,因此这部分基础底面与地基之间是脱离的,即这时承受地基反力的基础底面积不

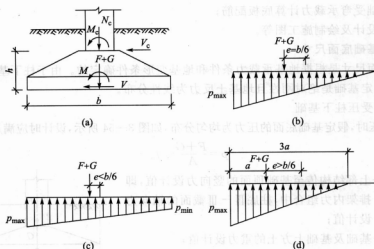


图 3-55 偏心受压基础计算简图

是 bl 而是 $3al$, 故此时 p_{\max} 不能按式(3-50)计算, 而应按下式计算

$$p_{\max} = \frac{2(F+G)}{3al} \quad (3-51)$$

$$a = \frac{b}{2} - e \quad (3-52)$$

式中 a ——合力 $(F+G)$ 作用点至基础底面最大受压边缘的距离;

l ——垂直于力矩作用方向的基础底面边长。

在确定偏心受压柱下基础底面尺寸时, 应符合下列要求

$$p = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2} \leq f_c \quad (3-53)$$

$$p_{\max} \leq 1.2f_c \quad (3-54)$$

上式中将地基承载力设计值提高 20% 的原因, 是因为 p_{\max} 只在基础边缘的局部范围内出现, 而且 p_{\max} 中的大部分是由可变荷载而不是永久荷载产生的。确定偏心受压基础底面尺寸一般采用试算法; 先按轴心受压基础所需的底面增大 20~40%, 初步选定长、短边尺寸, 然后验算是否符合式(3-53)、式(3-54)的要求。如不符合, 则需另行假定尺寸和重算, 直至满足。

2. 确定基础高度

基础高度既应满足构造要求, 又应满足柱与基础交接处混凝土受冲承载力的要求(对于阶形基础还应按相同原则对变阶处的高度进行验算)。

试验结果表明, 基础承受柱传来的荷载时, 如果沿柱周边(或基础变阶处)高度不够时, 将会发生由于受冲切承载力不足而沿斜裂面的冲切破坏, 破坏形态类似于斜拉破坏, 其所形成的斜裂面与水平线大致呈 45° 的倾角, 如图 3-56(a)、(b)中虚线所示。为了保证不发生冲切破坏, 必须使冲切面以外的地基反力所产生的冲切力不超过冲切面处混凝土所能承受的冲切力。

对于矩形截面柱的阶形基础, 在柱与基础交接处以及基础变阶处的受冲切承载力应

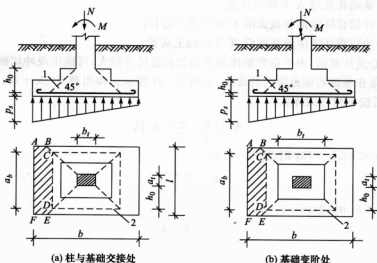


图 3-56 计算阶形基础的受冲切承载力截面位置

1—冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面 2—冲切破坏锥体的底面线

按下式计算(图 3-56):

$$F_l \leq F_m = 0.7 \beta_b f_{bt} b_m h_0 \quad (3-55)$$

$$F_l = p_s A \quad (3-56)$$

$$b_m = \frac{b_1 + b_2}{2} \quad (3-57)$$

式中 h_0 ——柱与基础交接处或基础变阶处的截面有效高度,按两个配筋方向的截面有效高度的平均值取用;

p_s ——按荷载效应基本组合计算并考虑结构重要性系数的基础底面单位面积上的地基反力设计值(可扣除基础自重及其上的土重),当基础受偏心荷载作用时,可取用地基反力设计值的最大值;

b_1 ——冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面上边长:当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时,取柱的宽度;当计算基础变阶处的受冲切承载力时,取上阶基础的宽度;

b_2 ——柱与基础交接处或基础变阶处的冲切破坏锥体最不利一侧的斜截面的下边长:当计算柱与基础交接处的受冲切承载力时,取柱宽加 2 倍基础有效高度;当计算基础变阶处的受冲切承载力时,取上阶宽加 2 倍该处的基础有效高度;即 $b_2 = b_1 + 2h_0$ 。

A ——考虑受冲切荷载时取用的多边形面积,即图 3-56 中的阴影面积 ABCDEF;可按下列公式计算:

$$A = \left(\frac{b}{2} - \frac{a_1}{2} - h_0 \right) a - \left(\frac{a}{2} - \frac{b_1}{2} - h_0 \right)^2 \quad (3-58)$$

式中 b ——基础底面沿 Y 方向的长度(与 b_1 或 b_2 相平行);



a ——基础底面沿 X 方向的长度;

b_t ——冲切破坏锥体斜截面沿 Y 方向的上边长;

a_t ——冲切破坏锥体斜截面沿 X 方向的上边长。

对于偏心受压基础,由于在弯矩作用平面的长边尺寸较大,可能出现冲切破坏锥体的底面线不完全落在基础底面范围内的现象,如图 3-57 所示。即出现 $b < b_t + 2h_0$ 的情况。此时 A 和 b_m 可按下列公式计算

$$A = \left(\frac{a}{2} - \frac{a_t}{2} - h_0 \right) b \quad (3-59)$$

当 $b_t + h_0 < b \leq b_t + 2h_0$ 时(图 3-57a)

$$b_m = \frac{b_t + b_b}{2} \quad (3-60)$$

当 $b \leq b_t + h_0$ 时(图 3-57b)

$$b_m = \frac{b_t + b}{2} \quad (3-61)$$

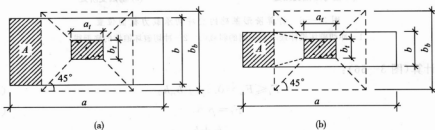


图 3-57 冲切破坏锥体底面线不完全落在基础底面范围内的情况

在设计时,一般是根据构造要求先假定基础高度,然后按式(3-55)进行验算,如不满足要求,则应增大基础高度重新进行验算,直至满足要求为止。当基础底面落在 45° 线以内时,可不进行冲切验算。

3. 配筋计算

基础在上部结构传来的荷载和地基净反力的共同作用下,可以将其倒过来看做一呈线性均布荷载作用下支承于柱上的悬臂板,如图 3-58 所示。

对于轴心荷载作用下的基础,沿边长 b 方向截面 I—I 处的弯矩设计值 M_I 等于作用在梯形面积 ABCD 上的地基净反力 p_n 的合力与该面积形心到柱边截面的距离相乘之积,如图 3-58(a)所示。

$$M_I = \frac{p_n}{24} (b - b_t)^2 (2l + a_t) \quad (3-62)$$

则沿边长 b 方向分布的截面 I—I 处受力钢筋截面面积 A_d 可按下列近似公式计算

$$A_d = \frac{M_I}{0.9 h_{0I} f_y} \quad (3-63)$$

式中 $0.9 h_{0I}$ ——由经验确定的内力偶臂, h_{0I} 为截面 I—I 处底板的有效高度, $h_{0I} = h - a_d$ 。

同理,沿边长 l 方向的截面 II—II 处按上述相同的方法可以求出 M_{II} 及相应 A_{II} , 如果在底板两个方向受力钢筋直径相同,则截面 II—II 的有效高度应为 $h_{0I} - d$, 故得:

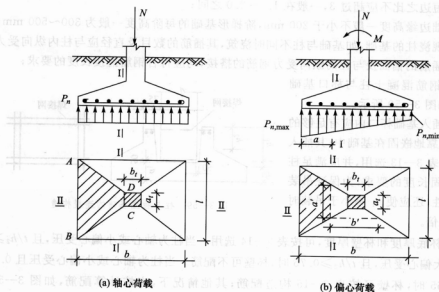


图 3-58 基础底板配筋计算图

$$M_{II} = \frac{p_n}{24} (l - a_1)^2 (2b + b_1) \quad (3-64)$$

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{0.9(h_{0I} - d)f_y} \quad (3-65)$$

式中 d ——底板的受力钢筋直径。

对于偏心荷载作用下的基础,沿弯矩作用方向在任意截面 I—I 处的弯矩设计值 M_I 可按式(3-62)计算,且用 $(P_{n,max} + p_{n,I})/2$ 代替 p_n ;垂直于弯矩作用方向柱边截面处的弯矩设计值 M_{II} 可按式(3-64)计算,且用 $(P_{n,max} + p_{n,min})/2$ 代替 p_n ;其中 P_n 为相应于荷载效应基本组合时的柱任意截面 I—I 处基础底面单位面积净反力设计值。

当求得弯矩 M_I 及 M_{II} 设计值以后,其相应的受力钢筋截面面积可分别近似按式(3-63)及式(3-65)进行计算。

对于阶形基础,尚应计算变阶截面处的配筋,最终取其两者的较大值作为所需的配筋量。

4. 构造要求

①基础的混凝土强度等级不宜低于 C20。基础底面垫层的混凝土强度等级应为 C10,厚度一般为 100 mm,不宜小于 70 mm,垫层四周应伸出基础 100 mm。当有垫层时,混凝土保护层厚度不宜小于 35 mm;当土质较好且又干燥时,可不设垫层,但其保护层厚度不宜小于 70 mm;

钢筋宜采用 HRB335 级或 HPB235 级,底板受力钢筋的最小直径不宜小于 10 mm,间距不宜大于 200 mm,也不宜小于 100 mm,当基础边长大于 2.5 m 时,沿此方向的 50% 钢筋长度可以减短 10%,并交错放置;

②轴心受压基础一般底平面采用正方形;偏心受压基础应为矩形,其长边与弯矩作用方



向平行,长、短边之比不应超过3,一般在1.5~2.0之间;

锥形基础边缘高度一般不小于200mm,阶梯形基础的每阶高度一般为300~500mm;

③对于现浇柱的基础,如基础与柱不同时浇筑,其插筋的数目及直径应与柱内纵向受力钢筋相同。插筋的锚固及与柱的纵向受力钢筋的搭接,均应符合钢筋搭接长度的要求;

④预制钢筋混凝土柱与杯口基础的连接时,如图3-59所示。

预制柱插入基础杯口内应有足够的深度,使柱可靠地嵌固在基础中;其插入深度 h_1 可按表3-13选用,并应满足柱纵向钢筋锚固长度的要求,为保证吊装时柱的稳定性,还应使 h_1 不小于吊装时柱长的0.05倍。

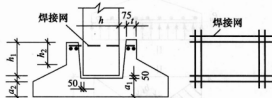


图3-59 柱与独立基础的连接构造

基础的杯底厚度和杯壁厚度,可按表3-14选用。当柱为轴心或小偏心受压,且 $t/h_2 \geq 0.65$ 时,或大偏心受压,且 $t/h_2 \geq 0.75$ 时,杯壁可不配筋。当柱为轴心或小偏心受压且 $0.5 \leq t/h_2 \leq 0.65$ 时,杯壁可按表3-15构造配筋;其他情况下,应按计算配筋,如图3-59所示。

表3-13 柱的插入深度 h_1 mm

矩形或工形柱			
$h < 500$	$500 \leq h < 800$	$800 \leq h < 1000$	$h > 1000$
$h \sim 1.2h$	h	$0.9h, \geq 800$	$0.8h, \geq 1000$

注:① h 为柱截面长边尺寸;

②柱轴心受压或小偏心受压时, h_1 可以适当减小;偏心距大于 $2h$ 时, h_1 应适当加大。

表3-14 基础的杯底厚度 a_1 和杯壁厚度 t

柱截面长边尺寸 h /mm	杯底厚度 a_1 /mm	杯壁厚度 t /mm
$h < 500$	≥ 150	150~200
$500 \leq h < 800$	≥ 200	≥ 200
$800 \leq h < 1000$	≥ 200	≥ 300
$1000 \leq h < 1500$	≥ 250	≥ 350
$1500 \leq h < 2000$	≥ 300	≥ 400

注:①当有基础梁时,基础梁下的杯壁厚度应满足支承宽度的要求;

②柱子插入杯口部分的表面应磨毛。柱子与杯口之间的空隙,应用细石混凝土(比基础混凝土强度等级高一级)充填密实,当达到材料设计等级的70%以上时,方能进行上部吊装。

表3-15 杯壁构造配筋

柱截面长边尺寸 h /mm	$h < 1000$	$1000 \leq h < 1500$	$1500 \leq h \leq 2000$
钢筋直径/mm	8~10	10~12	12~16

3.5.3 屋架设计要点

屋架设计通常包括两方面：一方面对按标准图选定的屋架进行复核，另一方面根据厂房的使用要求自行进行屋架设计。

1. 屋架外形和截面尺寸

屋架的外形应与厂房的使用要求、跨度大小和屋面构造相适应，同时应尽可能接近简支梁弯矩图形，使杆件受力均匀。屋架高度一般指屋架跨中高度，与屋架的跨度有关。为了使杆件内力均匀，一般采用屋架的高跨比 $\frac{f}{l} = \frac{1}{10} \sim \frac{1}{6}$ 。屋架节点间长度要有利于改善杆件的受力条件和便于布置天窗架及支撑。上弦节点间长度一般采用 3 m，个别可采用 1.5 m 或 4.5 m，当屋架跨度大时，为减少节点和腹杆数，可取 4.5~6 m。下弦节点间长度一般采用 4.5 m 和 6 m，个别可用 3.0 m。

杆件截面形式一般为矩形，上弦截面宽度应不小于 200 mm，高度不小于 180 mm。下弦截面宽度与上弦相同；当为预应力屋架时，应满足预应力钢筋孔道和锚具尺寸的要求，其高度不小于 140 mm；腹杆最小截面一般为 100 mm×100 mm，腹杆长度和其截面短边之比不应大于 40（对拉杆）和 35（对压杆）。

2. 荷载及荷载效应组合

作用在屋架上的荷载，包括永久荷载和可变荷载两种。永久荷载包括屋面板传来的荷载，天窗架、屋架及屋盖支承等的自重。可变荷载包括屋面均布活荷载、雪荷载、积灰荷载、悬挂吊车荷载等。

计算永久荷载时，屋架的自重可近似按照 $(25 \sim 30)L$ (kN/m²) 计算（ L 为厂房的跨度，以 m 计），跨度大时可以取小的数值。屋盖支撑自重当采用钢系杆时可近似取 0.05 kN/m²，当采用钢筋混凝土系杆时可取 0.25 kN/m²。

计算时，其中风荷载对屋面一般情况是风吸力，起减少屋架内力作用，故计算屋架内力时不加以考虑。

为了求出各杆件的最不利内力，必须对作用在屋架上的荷载进行组合。在施工时，由于吊装次序先后的关系，也可能出现半跨屋面板自重加半跨安装活荷载的情况；而当在半跨荷载作用时，可能使屋架某些杆件的内力变号，故应考虑半跨荷载的组合。这样，在屋架计算时的荷载组合一般按图 3—60 所示的几种荷载情况进行。

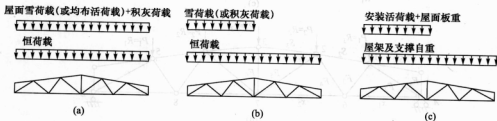


图 3—60 屋架的荷载组合

3. 计算简图和内力计算

钢筋混凝土屋架由于节点现浇成整体，严格地说屋架是多次超静定刚接桁架，计算十分



复杂,为了简化计算,一般情况下,可简化为铰接桁架进行内力计算。

如图 3—61(b)所示,作用在屋架上弦的荷载既有节点荷载,又有节间荷载,因此上弦将产生弯矩。计算内力时,上弦可假定为不动铰支座的折线形连续梁,计算简图如图 3—61(c)所示,用弯矩分配法计算上弦杆弯矩(当各节间长度相差不超过 10% 时,可近似按等跨连续梁考虑,利用其现成的弯矩系数直接求出)。对下弦,一般可不考虑其自重产生的弯矩;当有节间荷载时,可与上弦的计算方法相同,求出其弯矩。

如图 3—61(d)所示,屋架可假定为铰接桁架计算各杆的轴力。桁架的节点荷载应为上弦连续梁的支座反力,设计时一般可近似地按简支梁求解。

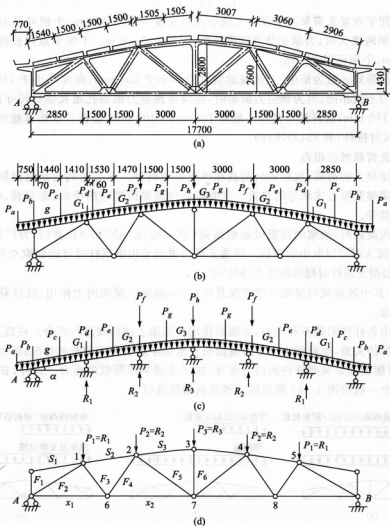


图 3—61 屋架计算简图

按上述方法求得的弯矩,称为屋架主弯矩。而实际屋架各节点并不是理想的铰接,节点具有刚性。在荷载作用下,节点间将产生相对的位移,而上弦计算时是作为不动铰支座的连

续梁计算的。因此在杆件中还会产生附加弯矩,称为次弯矩。其大小主要取决于两方面的因素。一是屋架的整体刚度,屋架整体刚度越小,相邻节点间的相对位移就越大,则次弯矩就越大;二是杆件的线刚度 $\frac{EI}{L}$,杆件的线刚度与杆端弯矩成正比,因此线刚度越大,则次弯矩也越大。另外钢筋混凝土又是弹塑性材料,随着荷载增加,屋架各杆的相对刚度发生变化,次弯矩也要重新调整。

同时混凝土的徐变以及钢筋混凝土构件裂缝开展等,也将导致各杆件的相对刚度还会发生改变。经过上述分析可知,屋架次弯矩的计算是一个比较复杂的问题。

根据相关研究和工程经验,一般将结构重要性系数 γ_0 取为1.15,并验算下弦及受拉腹杆的裂缝宽度,可不考虑次弯矩影响。对预应力混凝土屋架,当验算下弦杆的抗裂度、受拉腹杆及上弦“零杆”的裂缝宽度后,也不进行次弯矩计算。

对跨度大于30m的屋架,按铰接屋架计算轴力、按多跨连续梁计算上弦弯矩时,计算截面承载力应乘以降低系数 α ,以考虑次弯矩的影响。对于预应力混凝土多边形和梯形屋架上弦杆取 $\alpha=0.9\sim 1.0$;钢筋混凝土多边形和梯形屋架的上弦杆取 $\alpha=0.8\sim 0.9$;上述屋架的受压腹杆取 $\alpha=0.8\sim 0.9$,受拉腹杆和下弦拉杆 $\alpha=1.0$ 。

4. 截面设计和构造要求

屋架上弦同时承受轴力和弯矩的作用,应选取内力最不利组合按偏心受压构件计算截面配筋,且通常采用对称配筋。在计算屋架平面内上弦跨中截面时,其相应杆件的计算长度 l_0 按下取值:屋架平面内, l_0 取节间长度;上弦杆平面外的承载力按轴心受压构件计算,其计算长度:当屋盖为无檩体系时,屋面板宽度不大于3m,计算长度可取3m;当屋盖为有檩体系时,计算长度可取横向支撑与屋架上弦连接点之间的距离(连接点应有檩条贯通)。若屋架上只有节点荷载,则上弦只受轴力,可按轴心受压构件计算。

下弦杆一般按轴心受拉构件计算(忽略自身重力荷载)受拉承载力,并进行裂缝宽度和抗裂验算。

同一腹杆在不同荷载组合下,可能轴心受拉或轴心受压,应按轴心受拉或受压构件计算,计算长度可取 $l_0=0.8l$,但梯形屋架端斜压杆 $l_0=l$,在屋架平面外 $l_0=l$ (l 为中心线交点之间的距离),受拉腹杆尚应进行裂缝宽度验算。

屋架的混凝土强度等级一般采用C30~C50,预应力钢筋采用钢绞线、预应力钢丝等;非预应力筋采用HRB400级或HRB335级热轧钢筋。上弦杆纵向钢筋和预应力下弦杆的非预应力纵筋不少于4 ϕ 12;腹杆纵筋不少于4 ϕ 10;各杆件箍筋采用封闭式,直径不小于4mm,间距在上、下弦中不大于200mm,在腹杆中不大于250mm。

节点构造处一般有3~5根杆件汇交,受力比较复杂,如果处理不当,在节点附近会过早出现裂缝而发生破坏。端节点为上、下弦杆或端斜腹杆汇交处,而且屋架支座反力较大,若为预应力屋架,还有很大的张拉力,故应有足够的长度和高度,以保证受力需要。

5. 屋架翻身扶直与吊装验算

屋架一般平卧制作,翻身扶直时的受力情况与使用阶段不同,必须进行施工阶段的验算。

在验算前应该先吊点的数目和位置,图3-62所示为四点翻身扶直起吊,翻身时下弦不离地面,整个屋架绕下弦转动。这时屋架平面外受力最为不利。因此需验算上弦在屋架平面外的由于上弦和一半腹杆重力荷载作用下的受弯承载力;腹杆由于自身重力荷载产生的



弯矩很小,一般不必验算。

屋架吊装时,吊点设在上弦节点处,受力状态如图 3—63 所示,验算时近上弦视为连续梁;一般假定屋架重力荷载作用于下弦节点,屋架上弦受拉,故对上弦杆进行轴心受拉承载力计算和抗裂验算。动力系数一般取为 1.5。

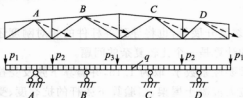


图 3—62 屋架翻身扶直时的计算简图

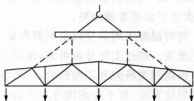


图 3—63 屋架吊装时的计算简图

3.5.4 吊车梁设计要点

吊车梁直接承受吊车荷载作用的主要承重构件,对吊车的正常运行、传递吊车的纵向水平荷载和保证厂房结构的纵向刚度和稳定性等起着重要的作用。此外吊车梁的用钢量较大,设计时必须加以重视。

1. 吊车荷载的特点

作用在吊车梁上的吊车荷载与一般可变荷载不同,具有以下特点:

(1) 吊车荷载是移动的集中荷载

吊车在轨道上行驶时,其移动的竖向垂直轮压和横向水平制动力的位置是不断变化的,因此需用影响线方法求出各计算截面的最大内力,或作相应的内力包络图。

(2) 要考虑吊车荷载的动力特性

吊车在起吊、下放重物时及在启动、制动时,对吊车梁会产生冲击和振动作用,因此计算吊车梁及其连接部分的承载力以及验算梁的抗裂性能时,都必须对吊车竖向荷载乘以动力系数。对悬挂吊车(包括电动葫芦)及工作级别 A1~A5 的软钩吊车,动力系数可取 1.05;对于工作级别为 A6~A8 的软钩吊车、硬钩吊车和其他特种吊车,动力系数可取 1.1。

对吊车横向水平荷载一般不考虑动力系数,但由于结构、吊车桥架的变形等因素,常在轨道与车轮之间产生水平挤压力,这个横向力最大时可达横向制动力的 2.7~7.4 倍,因此在计算重级工作制钢筋混凝土吊车梁与柱连接部分的承载力时,应将横向水平制动力乘以横向力修正系数 α ;当吊车起重量不大于 10 t 时,取 $\alpha=5.0$;当吊车起重量为 15~20 t 时,取 $\alpha=4.0$;当吊车起重量不小于 30 t 时,取 $\alpha=3.0$ 。

(3) 吊车荷载是重复荷载

实际调查表明,如果车间使用期为 50 年,则在这期间中级工作制吊车荷载的重复次数一般可达 2×10^6 次,重级工作制吊车荷载的重复次数可达到 $(4 \sim 6) \times 10^6$ 次,因此要考虑材料因疲劳而引起的强度降低,进行截面疲劳验算。

(4) 吊车荷载是偏心荷载

吊车横向水平荷载作用于轨道顶部,不通过吊车梁截面的弯曲中心,因此使吊车梁产生扭矩等,设计时要进行扭曲截面承载力的计算。

在进行吊车梁设计时,要考虑吊车荷载以上的特点。

2. 吊车梁内力计算

运用结构力学影响线的方法,求吊车梁在吊车荷载作用下的最大内力,然后把吊车梁每一个截面上的最大内力连起来绘成如图 3—64 所示为吊车梁的弯矩和剪力包络图。在弯矩包络图中,梁的绝对最大弯矩并不是在跨度中央,必须先找出绝对最大弯矩截面的位置,如图 3—65(a) 所示。在吊车梁上作用着一组移动荷载 (P_1, P_2, P_3, P_4),先确定它们的合力 P 的位置,若梁的中心线平分此合力和相邻一集中力的间距时,则此集中力所在位置的截面就可能出现绝对最大弯矩,如图 3—65 所示,有两种可能,应分别计算其截面弯矩,其中较大者为此梁的绝对最大弯矩。

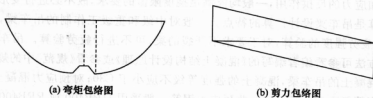


图 3—64 吊车梁内力包络图

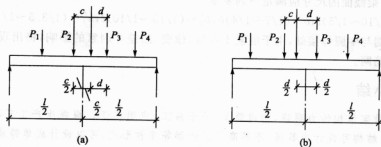


图 3—65 梁的绝对最大弯矩截面位置

吊车竖向荷载 μP_{\max} 和横向水平荷载 T 对吊车梁截面的弯曲中心是偏心,如图 3—66 所示。

在静力计算时考虑两台吊车,因此每个吊车轮所产生的扭矩为:

$$M_T = 0.7(\mu P_{\max} e_1 + T e_2) \quad (3-66)$$

在疲劳验算时,只考虑一台吊车,且不考虑横向水平荷载的影响,则每个吊车轮产生的扭矩为

$$M_T^F = 0.8 \mu P_{\max} e_1 \quad (3-67)$$

式中 0.7、0.8——扭矩和剪力共同作用时的组合系数;

e_1 ——吊车竖向力对吊车梁截面弯曲中心的偏心距,一般取 $e_1 = 20 \text{ mm}$;

e_2 ——吊车横向水平荷载 T 对截面弯曲

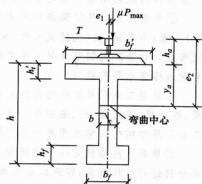


图 3—66 吊车梁荷载图



中心的偏心距; $e_2 = h_0 + y_0$, 其中 h_0 为轨道顶面至吊车梁顶面的距离, 一般取 200 mm, y_0 为吊车梁截面弯曲中心至梁顶面的距离。

在外扭矩的作用下, 吊车梁各截面均产生扭矩, 扭矩值随车轮位置的移动而变化, 截面扭矩影响线和截面剪力影响线相同, 吊车梁的绝对最大扭矩发生在靠近支座截面处。

3. 截面设计计算与构造要求

吊车梁的设计计算包括两方面: 静力计算和疲劳验算。静力计算包括构件承载力计算, 构件的抗裂和裂缝宽度以及变形的验算。其验算方法与钢筋混凝土梁和预应力混凝土梁的计算方法基本相同, 但要注意到吊车梁是双向受弯的弯、剪、扭构件, 既要计算竖向荷载作用下弯剪扭构件的承载力, 又要验算水平荷载作用下弯扭构件的承载力。对预应力混凝土吊车梁由于预加应力的反拱作用, 一般均能满足挠度限值的要求, 故不必进行变形的验算。

疲劳验算是吊车梁设计计算的特点。一般对中级和重级工作制的吊车梁, 除静力计算外, 还应进行疲劳强度的验算, 对于要求不开裂的梁, 可不进行疲劳验算。吊车梁进行疲劳验算的具体方法可参看编者编写的《混凝土结构设计原理》或参看《规范》中的规定。

对钢筋混凝土的吊车梁, 混凝土的强度等级不应小于 C30; 对预应力混凝土的吊车梁, 混凝土的强度等级不应小于 C40。非预应力钢筋一般采用 HRB400 或 RRB400 级。吊车梁一般设计成工形截面, 且上翼缘在吊车水平制动力 T 作用下受弯。为保证吊车梁具有足够的刚度, 吊车梁截面的尺寸应满足下列要求:

$$h = (1/10 \sim 1/5)l, b = (1/7 \sim 1/4)h, b'_f = (1/15 \sim 1/10)l, h'_f = (1/8.5 \sim 1/7)h.$$

吊车梁端与牛腿焊接处, 由于混凝土收缩、徐变、温差等因素的影响, 将出现拉应力, 一般应设置钢筋网。

本章小结

① 单层排架结构传力明确, 构造简单, 易于施工, 应用广泛。根据生产工艺和使用要求的不同, 排架结构可设计成等高、不等高或锯齿形等多种形式, 可以设计成单跨或多跨;

② 横向平面排架由屋架(或屋面梁)、柱和基础组成, 柱与屋架铰接, 柱与基础刚接。横向排架是厂房承受竖向荷载和横向水平荷载的主要部分; 纵向平面排架由连系梁、吊车梁、纵向柱列(包括基础)和柱间支撑等组成, 它不仅承受厂房的纵向水平荷载, 而且还具有保证厂房结构的纵向刚度和稳定性的作用;

③ 单层工业厂房排架结构布置包括屋盖结构(屋面板、天沟板、屋架、天窗架及其支撑等)布置; 吊车梁、柱(包括抗风柱)及柱间支撑等布置; 圈梁、连系梁及过梁布置; 基础和基础梁布置。对装配式钢筋混凝土排架结构, 合适的支撑布置可以保证厂房的整体刚度和稳定, 有效地传递水平荷载;

④ 单层工业厂房结构的构件主要包括屋面板、天窗架、支撑、屋架或屋面梁、托架、吊车梁、连系梁、基础梁、柱、基础等。这些构件除柱和基础外, 一般都可以根据具体工程实际, 从工业厂房结构构件标准图集中选用标准、定型的构件, 不必另行设计;

⑤ 单层厂房结构是一个空间受力体系, 为计算简化, 通常将整个结构按纵、横向平面排架分别进行结构计算, 即近似地认为各个横向平面排架之间和各个纵向平面排架之间都是互不影响, 独立工作的。纵向排架由于柱的数目较多, 纵向刚度大, 因此承受吊车纵向水平荷载和纵向风荷载作用时, 每根柱子分担的内力较小, 故纵向排架一般可以不必计算。厂房

特别短,且柱较少、刚度较差时才进行计算。横向排架承受厂房主要荷载作用,通常所说的排架计算是针对横向排架而言;

⑥排架内力分析的目的主要是为了求得在各种荷载作用下构件控制截面的最不利内力,以此作为设计柱和基础的依据。排架计算的主要内容有:取计算单元,确定计算简图;荷载计算;内力计算、内力组合等;

⑦单层厂房排架为超静定结构,它的超静定次数等于它的跨数。由结构力学内容可知,等高排架不论跨数多少,由于等高排架柱顶水平位移全部相等的特点,可用比位移法更为简便的“剪力分配法”来计算。对于不等高排架则用力法计算要比位移法简单得多;

⑧作用于排架上的各项荷载同时出现的可能性较大,但各项荷载都同时达到最大值的可能性却较小。通常将各项荷载作用下排架的内力分别计算出来,再按一定的组合原则确定柱控制截面的最不利内力;

⑨对于预制排架柱,除了按偏心受压构件计算以保证使用阶段的承载力和裂缝宽度要求外,还要验算施工阶段(吊装、运输)的承载力和裂缝宽度;

⑩在单层厂房中,通常采用柱侧伸出的牛腿来支承屋架、吊车梁及墙梁等构件。由于这构件大多是负荷载或有动力作用,所以牛腿虽小,却是一个重要部件。牛腿分为长牛腿和短牛腿。单层厂房中遇到的一般为短牛腿,短牛腿的截面高度一般以不出现斜裂缝作为控制条件来确定;其纵向受力钢筋一般由计算确定,水平箍筋和弯起钢筋按构造要求设置;

⑪柱下独立基础设计的主要内容包括:确定基础底面尺寸;按受冲切承载力确定基础高度和变阶处的高度;按基础受弯承载力计算底板钢筋;构造要求及绘制施工图等;

⑫钢筋混凝土屋架属于超静平面桁架,其内力分析可采用简化的方法。可按具有不动铰支座的连续梁计算上弦杆内力,按铰接桁架计算各杆件的轴力,屋架除应进行使用阶段的承载力计算及变形和裂缝宽度验算外,尚需进行施工阶段(扶直和吊装)验算;

⑬吊车梁直接承受吊车荷载作用的主要承重构件,对吊车的正常运行、传递吊车的纵向水平荷载和保证厂房结构的纵向刚度和稳定性等起着重要的作用。吊车荷载使其为双向受弯剪扭构件。对吊车梁除应进行弯剪扭构件的承载力计算外,还需进行疲劳强度验算等。

思考题

1. 单层工业厂房具有哪些特点?
2. 按承重结构的材料不同,单层厂房分为哪几类?试说明其适用范围?
3. 单层工业厂房按结构形式可分为哪两类?各有何特点?
4. 单层厂房由哪些构件组成?其竖向和水平荷载分别如何传递?
5. 单层厂房中通常设置哪些支撑?其作用如何?根据什么原则布置?
6. 排架计算包括哪些内容?确定排架结构的计算简图时做了哪些假定?这些假定在什么条件下不成立?
7. 排架计算时要考虑哪些荷载?分别如何计算和取值?
8. 任意荷载用下等高排架和不等高排架的内力分别如何计算?
9. 解释单层厂房整体空间作用?整体空间作用与厂房的哪些因素有关?吊车荷载作用下等高排架结构考虑整体空间作用时,其内力如何计算?



4.2 结构布置

4.2.1 结构布置的原则

在建筑的平、立、剖面 and 结构形式确定以后进行结构布置。确定框架基本尺寸主要是柱网的布置和层高的选择。框架布置分为平面布置、竖向布置和构件选型。对于建筑剖面不复杂的结构,只需进行结构平面布置;对于建筑剖面复杂的结构,除了进行结构平面布置外,还需进行结构的竖向剖面布置。布置时,应满足以下的一般原则:

- ①满足生产工艺和建筑功能要求,并尽可能与建筑的平、立、剖面划分相一致;
- ②满足人防、消防要求,保证水、暖、电各专业的布置能有效地进行;
- ③结构布置应力求简单、规则、均匀、对称,构件类型少;
- ④房屋的竖布置应使结构刚度沿高度分布比较均匀,避免结构刚度突变。同一层楼面应尽量设置在同一标高处,避免结构错层和局部夹层,避免形成短柱;
- ⑤尽量使结构的整体抗侧刚度对称,减少因抗侧刚度偏心而引起的整体扭转;
- ⑥处理好变形缝的设置;
- ⑦受力合理,施工方便。

通常按照上述的原则进行多个结构布置方案及构件选型的对比分析,最后选择一个比较合理的结构方案。

4.2.2 平面布置

1. 柱网布置

平面布置首先是确定柱网。柱网是柱的定位轴线在平面上所形成的网格,反映柱在平面上的位置。柱网根据前述原则进行确定。

2. 承重框架的布置

在一般情况下,柱在两个方向均应有梁拉结,亦即沿房屋纵横两个方向都应布置梁系。因此,实际的框架结构是一个空间受力体系。但为计算分析方便起见,可把实际框架结构看成纵横两个方向的平面框架。沿结构平面长方向的称为纵向框架,沿短方向的称为横向框架。纵向框架和横向框架分别承受各自方向上的水平荷载作用,而楼面竖向荷载则依据楼盖结构布置方式而按不同的方式传递:若为现浇板楼盖,荷载向距离较近的梁上传递;对于预制板楼盖,则传至搁置预制板的梁上。一般应该在承受较大楼面竖向荷载的方向布置框架承重梁。而另一方向布置连系梁。

按框架布置方案和传力路线的不同,框架的布置方案有横向框架承重、纵向框架承重和纵横向框架双向承重等几种类型:

(1) 横向框架承重方案

在横向布置框架承重主梁。在纵向布置连系梁或次梁就构成横向框架承重方案,如图4-1(a)所示。横向框架往往跨数少,框架承重主梁沿横向布置有利于提高横向抗侧刚度。而纵向框架往往跨数较多,所以在纵向即使仅布置截面尺寸较小的连系梁和次梁,其纵向刚度一般也是足够的。框架承重主梁横向布置有利于房屋室内的采光和通风。

第4章 多层框架结构

本章学习要求

1. 了解框架结构的特点及其结构布置的原则和方法。
2. 理解框架结构梁、柱截面尺寸及计算简图的确定方法。
3. 掌握框架结构在竖向荷载和水平荷载作用下的内力计算方法；掌握框架结构在水平荷载作用下侧移验算方法。
4. 掌握框架结构内力组合的原则和方法；掌握框架梁、柱截面设计方法及构造要求。

4.1 概 述

混凝土框架结构广泛应用于住宅、商店、旅馆、办公楼等民用建筑和电子、轻工、食品、化工等多层工业厂房。这种结构体系的优点是建筑平面布置灵活，可获得较大的使用空间，建筑立面易于处理，能适应不同房屋造型。

混凝土框架结构是由梁、柱和基础连接而成。梁和柱的连接一般为刚接，柱和基础也常采用刚接平面。框架之间由连系梁及楼面结构连成整体。

混凝土框架结构一般用于6~15层且高度不超过50m的多层或高层建筑。由于框架结构侧移刚度较小，水平荷载作用下侧移较大，因此多层建筑应用较多。

按施工方法不同，框架结构可分为现浇式、装配式和装配整体式三种。

现浇式框架结构的梁、柱、楼盖均为现浇，一般的做法是每层的柱与其上部的梁板同时支模、绑筋，然后一次浇筑混凝土。故整体性和抗震（振）性好；其缺点是现场施工，工作量大、工期长，且需要大量的模板。

装配式框架结构的梁、柱、楼板均为预制，通过焊接拼装连接成整体。由于所有构件均为预制，可实现标准化、工厂化、机械化生产，故施工速度快、效率高；其缺点是整体性和抗震（振）性较差，不宜在地震区应用。由于在焊接接头处须预埋连接件，用钢量增加。

装配整体式框架结构的梁、柱、楼板均为预制，在构件吊装就位后，焊接或绑扎节点区钢筋，浇筑节点区混凝土，从而将梁、柱、楼板连成整体。其整体性和抗震（振）性较好，且可以采用预制构件，故它兼有现浇式框架和装配式框架的优点。但其缺点是节点区现场浇筑混凝土施工较为复杂。

目前国内外大多采用现浇式混凝土框架结构。

通常进行框架结构分析时，都假定楼板在其平面内的刚度为无穷大，因此在构造上应注意此条件应该满足。

框架结构既承受竖向荷载，又承受风荷载或水平地震作用等侧向力作用。框架结构各杆件的变形是以弯曲为主，但框架结构的整体变形却是剪切型的。房屋高度增大时，其受力特点的变化是由受竖向荷载为主变为受侧向荷载为主，同时整体变形的弯曲成分也将增大。



3.10 排架结构内力分析时,有哪几种荷载效应组合?内力组合的基本原则是什么?内力组合时应注意哪些问题?

3.11 牛腿是如何分类的?其受力特点和破坏形态如何?截面尺寸如何确定?正截面承载力如何计算?

3.12 柱下独立基础设计的主要内容包括哪些?如何进行设计?

3.13 屋架荷载组合有几种情况?其内力如何计算?

3.14 吊车荷载具有哪些特点?吊车梁的设计计算具有哪些特点?



3.1 已知单跨厂房排架结构,跨度 18 m,柱距 6 m,厂房内设有 10 t 的中级工作制桥式吊车两台,吊车宽度 $B=5.55$ m,轮距 $K=4.40$ m,吊车最大轮压 $P_{\max,k}=115$ kN,小车自重 3.8 t,大车自重 18 t,求排架柱承受的吊车竖向荷载 D_{\max} 、 D_{\min} 和水平荷载 T_{\max} 。

3.2 两跨等高排架的上柱高 $H_1=3.6$ m,柱总高 $H_2=12$ m,两边柱的惯性矩 $I_{1A}=I_{1C}=2.16 \times 10^9$ mm⁴, $I_{3A}=I_{3C}=8.86 \times 10^9$ mm⁴,中柱的惯性矩 $I_{1B}=2.16 \times 10^9$ mm⁴, $I_{3B}=15.8 \times 10^9$ mm⁴。

(1)如图 3—68(a)所示排架柱上作用有风荷载, $F_w=7.24$ kN, $q_1=1.98$ kN/m, $q_2=0.99$ kN/m,试作出结构的弯矩图和剪力图。

(2)如图 3—68(b)所示排架柱上作用有吊车荷载,其中边柱①由 D_{\max} 产生的 $M_{\max}=84.0$ kN·m,中柱②由 D_{\min} 产生的 $M_{\min}=58.0$ kN·m,试作出结构的弯矩图和剪力图。

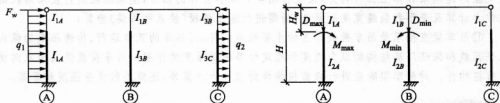


图 3—68 习题 3.2 图

3.3 单层工业厂房排架柱牛腿尺寸如图 3—69 所示,竖向压力设计值 $F_v=324$ kN,水平拉力设计值 $F_h=78$ kN,混凝土强度等级为 C25,钢筋采用 HRB335 级钢,试计算牛腿中纵向受力钢筋的面积,并绘配筋图。

3.4 已知单层厂房柱下独立基础,柱的截面尺寸 $b \times h=400 \times 600$ mm,由柱传至基础顶面的轴力 $N=926$ kN,弯矩 $M=278$ kN·m,剪力 $V=25$ kN,地基承载力 $f_a=200$ kN/m²,基础埋深 1.8 m,混凝土的强度等级为 C25,钢筋采用 HRB335 级钢,试设计此基础。并绘基础平面、剖面 and 配筋图。

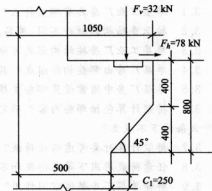


图 3—69 习题 3.3 图

(2) 纵向框架承重方案

在纵向上布置框架承重主梁,在横向上布置连系梁或次梁就构成纵向框架承重方案,如图4—1(b)所示。楼面荷载由纵向梁传至柱子,所以横梁高度较小,有利于设备管线的穿行;当在房屋开间方向需要较大空间时,可获得较高的室内净高;另外,当地基土的物理力学性能在房屋纵向有明显差异时,可利用纵向框架的刚度来调整房屋的不均匀沉降。纵向框架承重方案的缺点是房屋横向刚度较小。

(3) 纵横双向框架承重方案

在纵横两个方向上均布置框架承重主梁以承受楼面荷载就构成纵横双向框架承重方案,如图4—1(c)(采用预制板楼盖时)和如图4—1(d)(采用现浇板楼盖)所示。当楼面上作用有较大荷载,或楼面有较大开洞,或当柱网布置为正方形或接近正方形时。常采用这种承重方案。楼面常采用现浇双向楼板或井式梁楼盖。纵横双向框架双向承重方案具有较好的整体工作性能,有利于抗震。框架柱均为双向偏心受压构件。

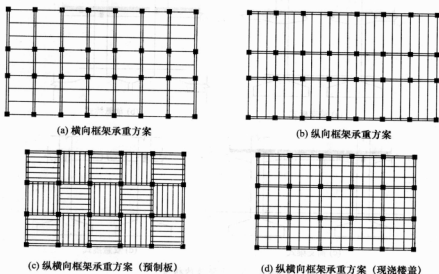


图4—1 框架结构布置方案

3. 变形缝设置

平面面积较大的框架结构或不规则的结构,应根据有关规定适当设缝。但对于多层和高层结构应尽量减少设缝或不设缝,这可以简化构造、方便施工、降低造价、增强结构的整体性和空间刚度。在建筑设计中,应通过调整平面形状、尺寸、体型等措施;结构设计时,应选择节点连接方式、配置构造钢筋、设置刚性层的措施;在施工方面,应分阶段施工、设置后浇带、做好保温隔热层等措施,来防止由于温度变化而伸缩、不均匀沉降、地震作用等引起的结构或非结构的损坏。

(1) 伸缩缝(也称温度缝)的设置

主要与结构的长度有关。当房屋平面尺寸过长时,为避免温度和混凝土收缩使房屋产生裂缝,必须设置伸缩缝。伸缩缝的最大间距见表1—1所示。设置伸缩缝会导致结构局部构造复杂,施工困难等。



工程中常采用分阶段施工,设置后浇带并在局部构造加强的办法处理伸缩间距,图4-2为楼板后浇带示意图。在较长结构单元中,每隔35m~40m设一道后浇带,待缝两侧的混凝土自由收缩基本完成后,在后浇带中浇筑微膨胀细石混凝土。

(2) 沉降缝的设置

主要与房屋承受的上部荷载及地基差异有关。

当上部荷载差异较大,或地基土的物理力学指标相差较大,则应设沉降缝。房屋自基础直达屋顶,设置沉降缝将整个房屋的各部分分开,使结构不致引起过大内力而开裂。沉降缝可利用挑梁或搁置预制板、预制梁等办法做成,如图4-3所示。

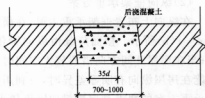


图4-2 楼板后浇带

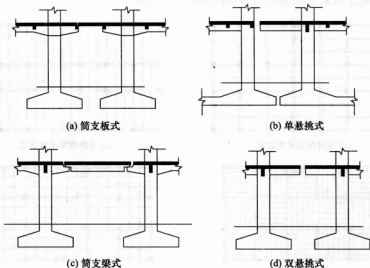


图4-3 沉降缝的构造

伸缩缝与沉降缝的宽度一般不宜小于50mm。

(3) 防震缝的设置

主要与建筑的平面形状、刚度、质量分布、高差等因素有关,设置防震缝后,可以将体型复杂的房屋分成规则的结构单元,伸缩缝和沉降缝在抗震设防区应满足防震缝的要求。当仅设防震缝时,基础可不分开,但在防震缝处基础应加强连接构造措施。防震缝的设置,应力求结构刚度和质量分布均匀,以避免地震作用下的扭转效应。为避免各单元之间互相碰撞,防震缝的宽度不得小于70mm,同时应满足表1-2的要求。

4. 装配式与装配整体式框架的梁柱接头布置

装配式与装配整体式框架梁的接头位置的确定,须综合考虑构件的生产、吊装和运输能力,还要考虑到施工方便、受力合理、构造简单。构件的划分一般有以下几种:

(1) 单梁短柱式

梁按跨度、柱按层高划分成单个构件,如图4-4(a)所示。这种方案构件较小,便于制

作、堆放、运输和吊装。其缺点是不仅接头数量多,而且接头均位于框架节点处,为结构内力最大的部位,不利于结构受力。

(2) 单梁长柱式

梁按跨度划分,而柱子则是每二层甚至数层为一个构件,如图 4—4(b)所示。这样可减少接头节点数量,减少吊装次数,从而提高房屋整体性。其缺点是柱子吊装、运输困难,柱内配筋量常由于吊装、运输的要求而增加。

(3) 框架式

将整个框架结构划分成若干个小框架,如图 4—4(c)、(d)所示。小框架的形状可为矩形、T形、H形、十字形等。接头位置可以在框架节点处,亦可以在弯矩较小的梁跨中及柱的层高中点。这样也可以减少节点数量,减少吊装次数,提高房屋整体性。其缺点是构件大而复杂,因而制作、运输、吊装都比较困难。

目前在工程中,单梁长柱式和单梁短柱式应用较多,因为其安装难度小,安装精度与质量易于控制和保证。

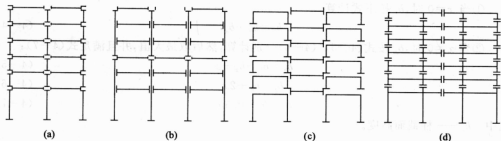


图 4—4 装配式与装配整体式框架的构件划分

4.2.3 竖向布置

竖向布置是确定结构沿竖向的变化情况。在满足建筑功能要求的同时,应尽可能规则、简单。常见的结构沿竖向的变化有:

- ①沿竖向基本不变化,这是常用的且受力合理的形式;
- ②底层为大空间,如底层为商场等;
- ③顶层为大空间,如顶层为观光室、会议室等;
- ④其他,如上部(逐层)收进,上部(逐层)挑出等。

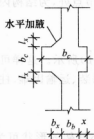
对于竖向规则的结构,结构布置主要是平面布置。对于竖向很不规则的结构,就应对各不同平面的层分别进行布置。只是,平面和竖向往往要结合在一起加以考虑。

为了有利于结构受力,在平面上,框架梁宜拉通、对直。在竖向框架柱宜上下对中,梁柱轴线宜在同一竖向平面内,但有时由于建筑功能要求,也可能出现抽梁、抽柱、梁柱轴线不在同一竖向平面内的情况。

当梁柱轴线不能重合在同一竖向平面内时,梁柱轴线间的偏心距不宜大于柱截面在该方向边长的 $1/4$ 。如偏心距大于柱截面在该方向边长的 $1/4$ 时,可采取增设梁的水平加腋,如图 4—5 所示。设置水平加腋后,仍需考虑梁柱偏心的不利影响。



(1)梁的水平加腋厚度可取梁截面高度,其水平尺寸应满足下列



要求:

$$\frac{b_x}{l_x} \leq \frac{1}{2} \quad (4-1)$$

$$\frac{b_x}{b_b} = \frac{2}{3} \quad (4-2)$$

$$b_b + b_x + x \geq \frac{b_c}{2} \quad (4-3)$$

式中 b_x ——梁水平加腋宽度;

l_x ——梁水平加腋长度;

b_b ——梁截面宽度;

b_c ——沿偏心方向柱截面宽度;

x ——非加腋侧边到柱边距离。

图 4-5 水平加腋梁

(2)梁采用水平加腋时,框架节点有效宽度 b_j 应符合下列要求:

①当 $x=0$ 时, b_j 按下式计算:

$$b_j = b_b + b_x \quad (4-4)$$

②当 $x \neq 0$ 时, b_j 按式(4-5)、(4-6)分别计算,然后取最大值,并且满足式(4-7):

$$b_j = b_b + b_x + x \quad (4-5)$$

$$b_j = b_b + 2x \quad (4-6)$$

$$b_j \leq b_b + 0.5h_c \quad (4-7)$$

式中 h_c ——柱截面高度。

4.2.4 框架梁、柱选型

框架梁、柱的选型包括确定截面形式和截面尺寸。框架结构是高次超静定结构,因此只有确定了梁、柱截面尺寸后才能进行分析。

1. 梁、柱截面形状

框架梁的截面一般为矩形。现浇框架中,梁和板整浇在一起,板作为梁的翼缘,则梁的截面形状为 T 形和倒 L 形,如图 4-6(a)所示;在装配式框架中,为了减小楼盖的结构高度和增加建筑净空,梁的截面除了矩形外还可做成十字形、T 形和花篮形,如图 4-6(b)所示;在装配整体式框架中,梁常做成花篮形,如图 4-6(c)所示的叠合梁,其中预制梁做成 T 形截面,在预制梁和预制板安装就位后,再浇筑部分混凝土,使后浇的混凝土与预制梁结成整体而共同工作。

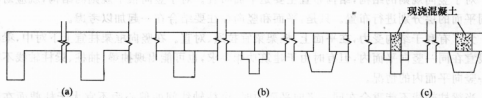


图 4-6 框架梁截面形状

框架柱的截面形式一般为矩形或正方形,有时根据业主的需要,也可做成圆形、T形或其它形状。

2. 梁、柱截面尺寸

框架梁、柱截面尺寸应根据构件承载力、刚度及延性等方面要求确定。设计时通常参照以往经验初步选定截面尺寸,再进行承载力计算和变形验算,核查所选尺寸是否满足要求。

(1) 梁截面尺寸

框架梁的截面高度可根据梁的跨度、约束条件以及荷载大小进行选择,一般取梁高 $h = (1/8 \sim 1/18)l$, 其中 l 为梁的跨度。当框架梁为单跨或荷载较大时,取大值;而当框架梁为多跨或荷载较小时,取小值。

楼面荷载大时,为了增加框架梁的刚度,其截面宽度可取 $b = (1/7 \sim 1/10)l$ 。为了防止梁发生剪切破坏,梁高 h 不宜大于 $1/4$ 梁净跨。框架梁的截面宽度可取 $b = (1/2 \sim 1/4)h$ 。

为使端部节点传力可靠,梁宽 b 不宜小于柱宽的 $1/2$, 且不应小于 250 mm 。为保证梁平面外的稳定性,梁截面的高宽比不宜大于 4 。

为了降低楼层高度或便于管道铺设等其它原因,也可将框架梁设计成宽度较大的扁梁,扁梁的截面高度可取 $h = (1/15 \sim 1/18)l$, 且应满足梁的刚度要求。

若采用叠合梁,则叠合梁预制部分截面高度不宜小于 $l/15$, 而后浇部分截面高度不宜小于 120 mm 。

框架连系梁的截面高度 h 可按 $(1/12 \sim 1/15)l$ 确定,宽度不宜小于梁高的 $\frac{1}{4}$ 。

(2) 柱截面尺寸

钢筋混凝土框架柱多采用矩形截面,初拟的截面尺寸可参考同类建筑或近似取 $h = (1/15 \sim 1/20)H$, H 为层高。柱截面宽度取 $b = (1 \sim 2/3)h$ 。

同时,按下述方法进行初步估算:

当框架柱承受竖向荷载为主时,可先根据一根柱的负荷面积算出柱轴力,考虑到弯矩影响,将柱轴力乘以 $1.2 \sim 1.4$ 的放大系数,再按轴心受压计算柱截面尺寸。

对于有抗震设防要求的框架结构,为了保证柱有足够的延性,需要控制柱的轴压比,柱截面面积应满足下式要求。

$$A \geq \frac{N}{\lambda f_c} \quad (4-8)$$

式中 A ——柱的全截面面积;

N ——柱的轴压力;

λ ——柱轴压比限值;抗震等级为一、二、三级时, λ 分别为 0.7 、 0.8 和 0.9 ;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值。

框架柱截面高度不宜小于 400 mm , 宽度不宜小于 350 mm ; 圆形截面柱的直径不宜小于 350 mm 。为了避免发生剪切破坏,柱净高与截面长边之比宜大于 4 。

4.3 内力的近似计算方法

框架结构是由横向框架和纵向框架组成的空间结构,故对其进行结构分析有按空间结



构分析和简化成平面结构分析两种方法。有很多计算程序可用于框架的空间结构分析,由于此方法计算假定较少且较符合实际情况,故称为精确法。在实际方案设计阶段或设计层数不多且较规则的框架时,对结构的内力往往采用一些简化和近似的手算方法进行分析。近似的手算方法虽然精度较差,但力学概念明确,能直观地反映框架结构的受力特点,从而可判断电算结果的合理性,所以本章仍重点介绍框架结构计算中常用的近似手算方法,包括竖向荷载作用下的分层法和弯矩二次分配法,水平荷载作用下的反弯点法和改进反弯点法(D值法)。

4.3.1 计算简图

1. 计算单元的确定

一般情况下,当框架较规则时(每层楼盖在平面内刚度较大,并且结构的扭转效应很小),为方便起见,常不计结构纵向和横向之间的空间联系。忽略各构件的抗扭作用,将纵向框架和横向框架分别按平面框架进行分析计算,如图4—7(c)、(d)所示。通常横向框架的间距相同,作用于各横向框架上的荷载相同(边框架除外),框架的抗侧刚度也相同,因此各榀横向框架都将产生相同的内力与变形。结构设计时一般取中间有代表性的一榀横向框架进行计算即可。而作用于纵向框架上的荷载则各不相同,设计时应分别进行计算。取出的平面框架所承受的竖向荷载与楼盖结构的布置方案有关,当采用现浇双向板楼盖时,楼面分布荷载一般可按每一区格角平分线传至相应两侧的梁上;承受如图4—7(b)所示阴影范围内的竖向荷载。

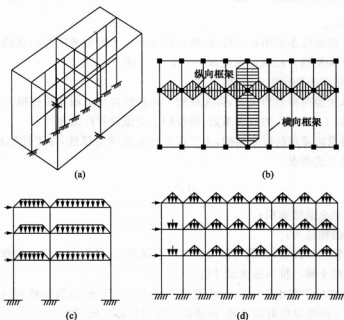


图4—7 框架结构计算简图

2. 节点的简化

框架节点一般总是三向受力,但当按平面框架进行结构分析时,则节点也相应地简化。

框架节点应根据实际构造措施、施工方案和传力效果等简化为刚接、铰接或半铰接。

在现浇钢筋混凝土结构中,梁和柱内的纵向受力钢筋都将穿过节点或锚入节点区,应简化为刚接节点。

装配式框架结构则是在梁底及柱的某些部位预埋钢板,安装就位后再焊接。由于钢板在其自身平面外的刚度很小,同时焊接质量随机性很大,难以保证结构受力后梁柱间没有相对转动,故常把这类节点简化成铰接节点或半铰接节点。但因半铰接节点的影响因素较多,其半刚性的力学特征常常经试验确定,一般计算中难以采用,所以实际计算时常简化为完全刚性或铰接节点。

装配整体式框架结构中,梁和柱中的钢筋在节点处或为焊接或为搭接,在现场浇筑节点部分的混凝土,因此节点左右梁端均可有效地传递弯矩,故可认为是刚接节点。当然这种节点的刚性不如现浇式框架好,节点处梁端的实际负弯矩要小于按刚性节点假定所得到的计算值。

框架支座可分为固定支座和铰支座,若采用现浇钢筋混凝土柱,柱与基础一般设计成刚接,则相应的支座为固定支座,如图4—8(a)所示;而预制柱与基础的连接可为刚接,如图4—8(b),也可为铰接,如图4—8(c)。相应的支座则为固定支座或铰支座;若采用预制柱和杯形基础时,则应视构造措施不同分别简化为固定支座或铰支座。

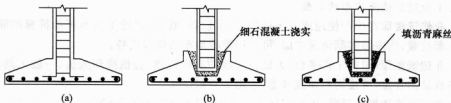


图4—8 框架柱与基础的连接

3. 跨度与层高的确定

在结构计算简图中,杆件用其轴线来表示。框架梁的跨度即取柱子轴线之间的距离。当上下层柱截面尺寸变化时。一般以最小截面的形心线来确定。每层柱的高度可取相应的建筑层高。底层的层高则应取基础顶面到二层楼板底面之间的距离,其余各层的层高取相邻两楼盖板板底间的距离。

当各跨跨度相差不超过10%时,可当作具有平均跨度的等跨框架。斜形或折线形横梁,当倾斜度不超过1/8时,可当作水平横梁。

4. 框架梁抗弯刚度的计算

计算框架梁截面惯性矩时应考虑楼板的影响。在框架梁近支座部分,梁承受负弯矩,楼板的顶部位于受拉区,故楼板对梁的截面弯曲刚度影响较小;而在框架梁的跨中,梁承受正弯矩,楼板处于受压区,形成T形截面梁,故楼板对梁的截面弯曲刚度影响较大。

为了方便设计,假定梁的截面惯性矩 I 沿轴线不变。对现浇楼盖,中框架取 $I=2I_0$,边框架取 $I=1.5I_0$;对装配整体式楼盖,中框架取 $I=1.5I_0$,边框架取 $I=1.2I_0$;其中 I_0 为矩形截面梁的截面惯性矩。对装配式楼盖,则按梁的实际截面计算。

5. 荷载计算

作用于框架结构上的荷载分为竖向荷载和水平荷载两种。竖向荷载包括结构自重及楼



面和屋面活荷载,一般为分布荷载,有时也有集中荷载。水平荷载包括风荷载和水平地震作用,一般均简化成水平集中力作用于框架节点上。

(1) 楼面和屋面活荷载

① 民用建筑楼面均布活荷载

多、高层建筑中的楼面活荷载,不可能以《荷载规范》所给的标准值同时满布在所有的楼面上,所以在结构设计时可考虑对楼面活荷载进行折减。

对于住宅、宿舍、旅馆、办公楼、医院病房、托儿所、幼儿园的楼面梁,当其负荷面积大于 25 m^2 时,折减系数取 0.9。

对于墙、柱、基础,则需根据计算截面以上楼层数的多少取不同的折减系数,如表 4—1 所示。

表 4—1 楼面均布活荷载按楼层数的折减系数

墙、柱、基础计算截面以上层数	1	2~3	4~5	6~8	9~20	>20
计算截面以上各楼层活荷载总和的折减系数	1.00(0.9)	0.85	0.70	0.65	0.60	0.55

注:当楼面梁的从属面积超过 25 m^2 时,采用括号内系数。

② 工业建筑楼面均布活荷载

工业建筑楼面在生产使用或安装检修时,由设备、管道、运输工具及可能拆修的隔墙产生的局部荷载,均应按实际情况考虑,可采用等效均布活荷载代替。

工业建筑楼面(包括工作平台)无设备区域的操作荷载,包括操作人员、一般工具、零星原料和成品的自重,可按均布荷载考虑,采用 2.0 kN/m^2 。

生产车间的楼梯活荷载,可按实际情况采用,但不宜小于 3.5 kN/m^2 。

在任何情况下楼面活荷载的组合值和频遇值系数不应小于 0.7,准永久值系数不应小于 0.6。

③ 屋面均布活荷载

工业与民用房屋的屋面,其水平投影面上的屋面均布活荷载按《荷载规范》取用。

(2) 雪荷载

屋面水平投影面上的雪荷载标准值按式(3—3)计算。

(3) 风荷载

垂直于建筑物表面上的风荷载标准值按式(3—15)计算。对于高度不大于 30 m,或高宽比小于 1.5 的房屋结构,取 $\beta_z = 1.0$ 。对于高度大于 30 m,或高宽比大于 1.5 的房屋结构, β_z 按下式计算:

$$\beta_z = 1 + \frac{\xi \nu \psi_z}{\mu_z} \quad (4-9)$$

式中 β_z —— z 高度处风振系数,按《荷载规范》取用;

ξ —— 脉动增大系数,按《荷载规范》取用;

ν —— 脉动影响系数,按《荷载规范》取用;

ψ_z —— 振型系数。

(4) 水平地震作用

当多层框架结构的高度不超过 40 m,且质量和刚度沿高度分布比较均匀时,宜采用底

部剪力法计算水平地震作用,详见《房屋抗震设计》教材。

4.3.2 竖向荷载作用下内力近似计算

由《结构力学》中位移法和力法的计算结果可知,在竖向荷载作用下,框架侧移很小,侧移对其内力的影响也很小,故可近似地按无侧移框架进行计算,通常采用分层法、弯矩二次分配法、迭代法等计算内力。

1. 分层法

为了简化计算内力,可作如下假定:

- ①忽略不计框架的侧移,即不考虑框架侧移对内力的影响;
- ②每层梁上的竖向荷载仅对本层的梁以及与其相连的柱产生弯矩和剪力,而对其它层的梁和隔层的柱都不产生弯矩和剪力。

以上假定中所指的内力并不包括柱的轴力,这是因为横梁上的荷载通过柱逐层传至基础,某层梁上的荷载对其下部各层柱的轴力均有影响。

根据上述假定,可将多层框架沿高度分成若干单层无侧移的敞口框架,框架梁上作用的荷载、柱高及梁跨均与原结构相同。计算时,可将各层梁及其上、下柱所组成的敞口框架作为一个独立计算单元,如图4—9所示,用弯矩分配法分层计算各敞口框架的杆端弯矩,由此求得的梁端弯矩即为其最后弯矩。而因每一层柱属于上、下两层,所以每一层柱的最终弯矩需由上、下两层计算所得的弯矩值叠加得到;上、下层柱的弯矩叠加后,节点弯矩一般不会平衡,如欲进一步修正,可对不平衡弯矩再进行一次弯矩分配。

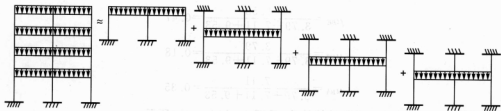


图4—9 分层法计算简图

为了便于计算,分层法假定敞口框架上、下柱的远端是固定端,而事实上,除底层柱的下端嵌固外,其它各层柱的柱端均有转角产生,应为弹性支承。为减小计算误差,可把除底层柱以外的其它各层柱的线刚度均乘以修正系数0.9,据此来计算节点周围各杆件的弯矩分配系数;杆端分配弯矩向远端传递时,底层柱和各层梁的传递系数仍按远端为固定支承取为1/2,而其它各柱的传递系数考虑远端为弹性支承则取为1/3。

逐层叠加敞口框架的弯矩图即得原框架的弯矩图。杆端弯矩求出后,再由静力平衡条件可计算梁跨中弯矩、梁端剪力及柱的轴力。

分层法适用于节点梁柱线刚度比 $\frac{\sum i_b}{\sum i_c} \geq 3$, 结构与荷载沿高度分布比较均匀的多层框架的内力分析。若满足上述条件,则计算的误差较小。

例4—1 已知一两跨两层钢筋混凝土框架,各层框架梁所承受的荷载设计值及构件的线刚度如图4—10所示,试用分层法计算框架弯矩,并绘弯矩图。

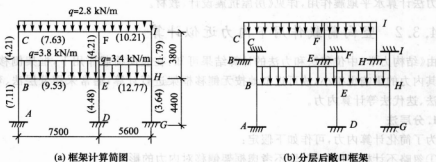


图 4-10 例 4-1 题

解: 将框架分成两个敞口框架, 顶层柱的线刚度乘以 0.9, 即 $0.9 \times 4.21 = 3.79$ 。底层柱弯矩传递系数为 $1/2$, 其余各层柱弯矩传递系数为 $1/3$ 。

(1) 计算弯矩分配系数

顶层:

$$\mu_{CF} = \frac{7.63}{7.63 + 3.79} = 0.67$$

$$\mu_{CB} = \frac{3.79}{7.63 + 3.79} = 0.33$$

底层:

$$\mu_{BE} = \frac{9.53}{3.79 + 7.11 + 9.53} = 0.47$$

$$\mu_{BC} = \frac{3.79}{3.79 + 7.11 + 9.53} = 0.18$$

$$\mu_{BA} = \frac{7.11}{3.79 + 7.11 + 9.53} = 0.35$$

其它节点的弯矩分配系数计算从略, 见图 4-11(a)、(b) 所示。

(2) 计算梁端的固端弯矩

顶层:

$$M_{CF} = -M_{FC} = -\frac{1}{12} \times 2.8 \times 7.5^2 = -13.13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FI} = -M_{IF} = -\frac{1}{12} \times 2.8 \times 5.6^2 = -7.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

一层:

$$M_{BE} = -M_{EB} = -\frac{1}{12} \times 3.8 \times 7.5^2 = -17.811 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ED} = -M_{DE} = -\frac{1}{12} \times 3.4 \times 5.6^2 = -8.891 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 弯矩分配与传递

框架弯矩分配与传递按图 4-11(a)、(b) 所示的方法进行。

(4) 作弯矩图

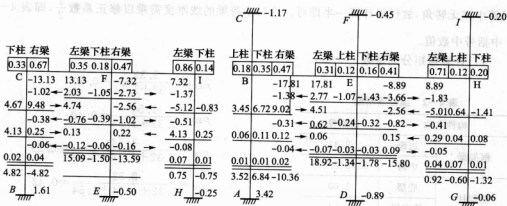


图 4-11 弯矩分配

叠加图 4-11(a) 和图 4-11(b) 各杆的杆端弯矩, 即得到各节点的杆端弯矩, 对节点的不平衡弯矩再做一次分配, 可得各节点的杆端最终弯矩值, 跨中弯矩可根据梁上作用的荷载和梁端的弯矩值按平衡条件求得。最后得到弯矩图如图 4-12 所示。

2. 弯矩二次分配法

此法即为无侧移框架的力矩分配法, 但为了简化计算, 将各节点的不平衡弯矩同时作分配和传递, 并以两次分配为限。弯矩二次分配法所得的结果与精确法相比, 相差甚小, 其计算精度可以满足工程需要。

计算步骤如下:

- ① 根据梁、柱线刚度比计算各节点杆端弯矩分配系数;
- ② 计算各跨梁在竖向荷载作用下的固端弯矩;

③ 计算框架各节点的不平衡弯矩;

④ 将各节点的不平衡弯矩同时进行分配, 并向远端传递, 传递系数为 $1/2$ 。第一次分配弯矩传递后, 再进行第二次弯矩分配, 而不再传递即结束。

例 4-2 已知三跨四层钢筋混凝土框架, 各层框架梁所承受的荷载设计值如图 4-13 所示, 各杆件的线刚度列于表 4-2 中, 试用弯矩二次分配法计算框架弯矩, 并绘弯矩图。

解: 由于框架对称, 荷载亦对称, 中

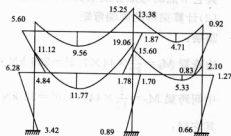


图 4-12 框架弯矩图 (kN·m)

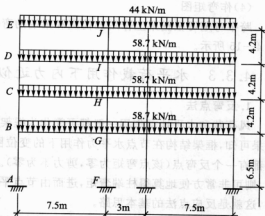


图 4-13 例 4-2 图



间跨中点无转角,故仅需计算一半即可。这时中跨梁的线刚度需乘以修正系数 $\frac{1}{2}$,即表4-2中括号中数值。

(1) 计算弯矩分配系数

表 4-2 梁柱线刚度

构件名称		线刚度 i
框架梁	边跨	2.32
	中跨	5.78(2.89)
框架柱	底层	1.00
	其它层	1.54

$$\mu_{EJ} = \frac{2.32}{2.32+1.54} = 0.60$$

$$\mu_{ED} = \frac{1.54}{2.32+1.54} = 0.40$$

$$\mu_{DE} = \frac{1.54}{2.32+1.54+1.54} = 0.29$$

$$\mu_{DI} = \frac{2.32}{2.32+1.54+1.54} = 0.42$$

$$\mu_{DC} = \frac{1.54}{2.32+1.54+1.54} = 0.29$$

其它节点的弯矩分配系数计算从略,如图4-14所示。

(2) 计算梁端的固端弯矩

顶层:

$$\text{边跨梁 } M_F = \frac{1}{12} \times 44 \times 7.5^2 = 206 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{中间跨梁 } M_F = \frac{1}{12} \times 44 \times 3.0^2 = 33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

其它层:

$$\text{边跨梁 } M_F = \frac{1}{12} \times 58.7 \times 7.5^2 = 275 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{中间跨梁 } M_F = \frac{1}{12} \times 58.7 \times 3.0^2 = 44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 弯矩分配与传递

框架弯矩分配与传递按图4-14所示的方法进行。

(4) 作弯矩图

跨中弯矩可根据梁上作用的荷载和梁端的弯矩值按平衡条件求得。最后得到弯矩图如图4-15所示。

4.3.3 水平荷载作用下内力近似计算

1. 反弯点法

风荷载和水平地震作用一般都可简化为框架受节点水平集中力的作用。由精确法分析结果可知,框架结构在节点水平力作用下的变位图和弯矩示意图如图4-16所示。其弯矩图都有一个反弯点(该点弯矩为零,剪力不为零)。若能求出各柱反弯点位置及该点剪力大小,则可非常方便地算得柱端弯矩,进而由节点平衡条件求出梁端弯矩及整个框架的其它内力,这就是反弯点法的基本思路。

根据框架结构的变形特点反弯点法,作如下假定:

①梁、柱的线刚度之比为无限大,柱上下端转角都为零;

上柱	下柱	右梁	左梁	上柱	下柱	右梁
	0.40	0.60		0.34		0.23 0.43
		-206	206		0.23	-33
	82	124	-59		-40	-74
	40	-30	62		-22	
	-4	-6	-14		-9	-17
	118	-118	195		-71	-124
0.29	0.29	0.42	0.28	0.19	0.19	0.34
		-275	275			-44
80	80	115	-65	-44	-44	-78
41	40	-33	58	-20	-22	
14	-14	-20	-5	-3	-3	-5
107	106	-213	263	-67	-69	-127
0.29	0.29	0.42	0.28	0.19	0.19	0.34
		-275	275			-44
80	80	115	-65	-44	-44	-78
40	44	-33	58	-22	-23	
-15	-15	-21	-4	-2	-2	-5
105	100	-214	264	-68	-69	-127
0.32	0.2	0.48	0.30	0.20	0.13	0.37
		-275	275			-44
88	56	131	-70	-45	-30	-85
40		-35	66	-22		
-2	-1	-2	-13	-9	-6	-16
126	55	-181	258	-77	-36	-145
28					-18	

图 4-14 弯矩二次分配法

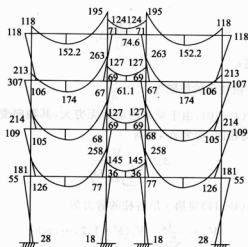


图 4-15 框架的弯矩图(kN·m)

②底层柱反弯点在距基础顶面固定端 $2/3$ 高度处,其他各层柱反弯点在柱中点。由假定(1)可知,同一层柱两端产生相对水平位移均相同,反弯点为柱中点。当梁与柱的线刚度比大于 3 时,柱端转角很小,反弯点即接近柱中点;底层柱的柱脚为固定端,转角为零,而柱上端转角不为零,且上端弯矩较小,故反弯点上移;

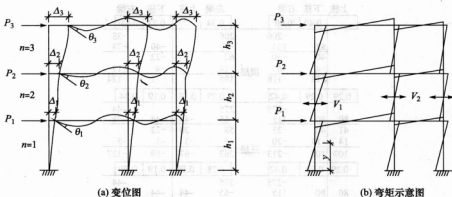


图 4-16 框架变形图和弯矩图

③框架梁的轴向变形忽略不计,即认为同一层各节点水平位移相等。

一般认为,当梁、柱的线刚度比大于 3 时,采用反弯点法计算,由上述假定所引起的误差能满足工程精度要求。

设框架共有 n 层 m 个柱子,第 j 层的总剪力 V_j 可由平衡条件求出。设第 j 层各柱的剪力分别为 $V_{j1}, V_{j2}, V_{j3}, \dots, V_{jm}$, 则有

$$V_j = \sum_{k'=1}^m V_{jk'} \quad (4-10)$$

设该层的层间水平位移为 Δ_j , 由于各柱两端无转角而只有水平位移,则第 j 层第 k 根柱子的剪力为

$$V_{jk} = \frac{12i_{jk}}{h_j^3} \Delta_j \quad (4-11)$$

式中 h_j ——第 j 层层高;

i_{jk} ——第 j 层第 k 根柱子的线刚度, $i_{jk} = \frac{EI}{h_j}$ 。

把式(4-11)代入式(4-10), 由于梁的刚度为无穷大, 其轴向变形为零, 因此第 j 层各柱两端的相对水平位移均相同, 均为 Δ_j , 则有

$$\Delta_j = \frac{V_j}{\sum_{k'=1}^m 12 \frac{i_{jk'}}{h_j^3}} \quad (4-12)$$

把式(4-12)代入式(4-11)得第 j 层各柱的剪力为

$$V_{jk} = \frac{i_{jk}}{\sum_{k'=1}^m i_{jk'}} V_j (k'=1, 2, \dots, m) \quad (4-13)$$

综上所述,反弯点法的计算步骤如下:

- ①按式(4-13)计算出总剪力分配到各柱的剪力;
- ②根据柱分配到的剪力和反弯点位置,计算柱端弯矩;
- ③根据节点平衡(柱端总弯矩与梁端总弯矩相等),计算出梁端弯矩(梁端总弯矩按与节点相连的梁的线刚度进行分配)。

然后,根据梁端弯矩,由梁平衡条件可以计算出梁端的剪力;由梁端的剪力,再由节点平衡条件,计算出柱的轴力。

对于层数不多的框架,上述计算结果与精确解相比误差不大。但对于高层框架,因为柱截面加大,梁柱相对线刚度比值相应减小,反弯点法的误差较大。

对于规则框架,反弯点法比较简单;而对于横梁不贯通全框架的复式框架,可引进并联柱和串联柱的概念,再用反弯点法计算,详见有关参考文献。

例 4—3 已知两跨三层钢筋混凝土框架,如图 4—17 所示,各杆件的线刚度比值列于图中,试用反弯点法计算框架弯矩,并绘弯矩图。

解:

(1) 计算各柱反弯点处的剪力值

第三层

$$V_{CD} = \frac{0.7}{0.7+0.6+0.9} \times 37 = 11.77 \text{ kN}$$

$$V_{GH} = \frac{0.6}{0.7+0.6+0.9} \times 37 = 10.09 \text{ kN}$$

$$V_{LM} = \frac{0.9}{0.7+0.6+0.9} \times 37 = 15.14 \text{ kN}$$

第二层

$$V_{BC} = \frac{0.7}{0.7+0.9+0.9} \times (37+74) = 31.08 \text{ kN}$$

$$V_{FG} = \frac{0.9}{0.7+0.9+0.9} \times (37+74) = 39.96 \text{ kN}$$

$$V_{JL} = \frac{0.9}{0.7+0.9+0.9} \times (37+74) = 39.96 \text{ kN}$$

第一层

$$V_{AB} = \frac{0.6}{0.6+0.8+0.8} \times (37+74+80.7) = 52.28 \text{ kN}$$

$$V_{BF} = \frac{0.8}{0.6+0.8+0.8} \times (37+74+80.7) = 69.71 \text{ kN}$$

$$V_{IJ} = \frac{0.8}{0.6+0.8+0.8} \times (37+74+80.7) = 69.71 \text{ kN}$$

(2) 计算各柱柱端弯矩值

第三层

$$M_{CD} = M_{DC} = 11.77 \times \frac{3.3}{2} = 19.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{GH} = M_{HG} = 10.09 \times \frac{3.3}{2} = 16.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LM} = M_{ML} = 15.14 \times \frac{3.3}{2} = 24.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第二层

$$M_{BC} = M_{CB} = 31.08 \times \frac{3.3}{2} = 51.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

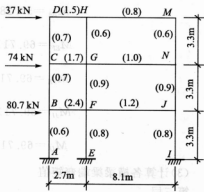


图 4—17 例 4—3 图



$$M_{FG} = M_{GF} = 39.96 \times \frac{3.3}{2} = 65.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{JL} = M_{LJ} = 39.96 \times \frac{3.3}{2} = 65.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第一层

$$M_{AB} = 52.28 \times \frac{2}{3} \times 3.9 = 135.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BA} = 52.28 \times \frac{1}{3} \times 3.9 = 67.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{EF} = 69.71 \times \frac{2}{3} \times 3.9 = 181.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FE} = 69.71 \times \frac{1}{3} \times 3.9 = 90.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{JI} = 69.71 \times \frac{2}{3} \times 3.9 = 181.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{IJ} = 69.71 \times \frac{1}{3} \times 3.9 = 90.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(3) 计算各横梁梁端弯矩值

第三层

$$M_{DH} = M_{DC} = 19.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{HD} = \frac{1.5}{1.5+0.8} \times 16.65 = 10.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{HM} = \frac{0.8}{1.5+0.8} \times 16.65 = 5.79 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{MH} = M_{ML} = 24.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第二层

$$M_{GC} = M_{CD} + M_{CB} = 19.42 + 51.28 = 70.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{GC} = \frac{1.7}{1.7+1.0} \times (16.65 + 65.93) = 51.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{GL} = \frac{1.0}{1.7+1.0} \times (16.65 + 65.93) = 30.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LG} = M_{LM} + M_{LJ} = 24.98 + 65.93 = 90.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第一层

$$M_{HF} = M_{BC} + M_{BA} = 51.28 + 67.96 = 119.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FB} = \frac{2.4}{2.4+1.2} \times (65.93 + 90.62) = 104.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FJ} = \frac{1.2}{2.4+1.2} \times (65.93 + 90.62) = 52.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{JF} = M_{JL} + M_{JI} = 65.93 + 90.62 = 156.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(4) 绘制框架弯矩图

框架弯矩图如图 4—18 所示。

4. D 值法

反弯点法在计算剪力时, 框架各柱的剪力仅与各柱间的线刚度比有关, 各柱的反弯点为

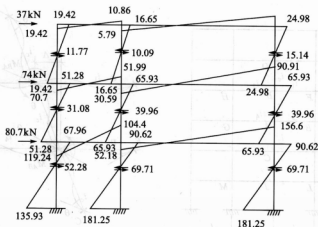


图 4—18 框架弯矩图(kN·m)

定值。实际上,如果框架柱的线刚度大,上下层层高的变化大、上下层梁的线刚度变化亦大时,用反弯点法计算框架在水平荷载作用下的内力,其误差较大。1963 年日本武藤清教授对上述影响因素作了进一步分析,提出了修正柱的侧移刚度和调整反弯点高度的方法,修正后的柱侧移刚度用 D 值表示,故将这种改进反弯点法称为 D 值法。 D 值法的计算步骤与反弯点法基本相同,因而同样具有计算实用且简便的优点。精度又比反弯点法高,从而在框架结构设计中得到广泛应用。

与反弯点法一样, D 值法所要解决的两个关键问题是确定柱的侧移刚度和反弯点位置。

(1) 柱侧移刚度的修正

反弯点法假定框架节点转角为零,取柱的侧移刚度 $\frac{12i_c}{h^3}$ 。而 D 值法则认为框架节点均有转角,柱的侧移刚度有所降低,此时取修正的侧移刚度为:

$$D = \alpha_c \frac{12i_c}{h^3} \quad (4-14)$$

式中 α_c ——侧移刚度修正系数, $\alpha_c < 1$, 它反映了因节点转动降低了柱的抗侧移能力。

现在对图 4—19(a) 所示的规则框架进行受力分析来推导 α_c 。

所谓规则框架是指层高、跨度、柱的线刚度和梁的线刚度分别相等的框架。从框架第 j 层取第 k 根柱 AB 以及与之相连梁柱为脱离体进行分析,如图 4—19(b) 所示,框架在水平荷载作用下发生侧移,柱 AB 到达新的位置 $A'B'$ 。柱 AB 的上下端均产生转角 θ , 柱 AB 的相对侧移为 Δ , 弦转角为 $\varphi = \frac{\Delta}{h_j}$ 。

为简化计算,先作如下假定:

- ① 柱 AB 及与之相邻的各杆件杆端转角相等均为 θ ;
- ② 柱 AB 及与之相邻的上下层柱的旋转角相等均为 φ ;
- ③ 柱 AB 及与之相邻的上下层柱的线刚度相等均为 i_c 。

根据上述假定和转角位移方程,可求出与节点 A 和节点 B 相邻杆件的杆端弯矩。



(b) 中间梁柱单元的变形

图 4—19 框架侧移刚度计算图

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{AC} = M_{BD} = 4i_e \theta + 2i_e \theta - 6i_e \frac{\Delta}{h} = 6i_e (\theta - \varphi)$$

$$M_{AE} = 4i_3\theta + 2i_3\theta = 6i_3\theta$$

$$M_{AC} = 6i_1 \ell$$

$$M_{\text{BP}} = 6i, \theta$$

$$M_{\text{BH}} = 6i_z \theta$$

根据节点 A 和节点 B 的力矩平衡条件,则分别可得

$$6(i_3 + i_4 + 2i_c)\theta - 12i_c\varphi = 0$$

$$6(i_1 + i_2 + 2i_c)\theta - 12i_c\varphi = 0$$

將以上兩式相加,可得

$$\theta = \frac{2}{2 + \frac{\sum i \cdot \varphi}{2i}} = \frac{2}{2 + \overline{K}^\varphi} \quad (4-15)$$

$$\sum i = i_1 + i_2 + i_3 + i_4, \bar{K} = \frac{\sum i}{2i_c}, \bar{K} \text{ 称为梁柱线刚度比。}$$

柱 AB 所受到的剪力为

$$V_{AB} = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{h} = \frac{-[6i_c(\theta - \varphi)]}{h} = \frac{12i_c}{h}(\varphi - \theta)$$

將式(4-15)代入上式得

$$V_{AB} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \frac{12i_c}{h} \varphi = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \frac{12i_c}{h^2} \Delta$$

从而可以得到侧移刚度 D 为

$$D = \frac{V_{AB}}{\Delta} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \frac{12 i_c}{h^2} \quad (4-16)$$

对比式(4—14)得




$$\alpha_c = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \quad (4-17)$$

由上式可知,节点转动的大小取决于梁对节点的转动约束程度。梁柱线刚度比 \bar{K} 值越大,说明梁对柱转动的约束能力越大,节点转角越小;当 \bar{K} 值无限大时, $\alpha_c = 1$, 此时 D 值与 $\frac{12i_c}{h^2}$ 值相等;当 \bar{K} 值较小时, $\alpha_c < 1$, D 值小于 $\frac{12i_c}{h^2}$ 值。因而 α_c 称为柱侧移刚度修正系数。

对于框架底层柱,其下端多为固定支座,有时也有可能为铰接,亦可采用类似方法推导,过程从略。

现将框架中常见各种情况的 \bar{K} 及 α_c 计算公式列于表 4-3 中,由此表得出 α_c 后代入式 (4-14) 即可求出柱侧移刚度 D 。

表 4-3 柱侧移刚度修正系数 α_c

位置		边 柱	中 柱		α_c
一般层			$\bar{K} = \frac{i_2 + i_4}{2i_c}$	$\bar{K} = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i_c}$	$\alpha_c = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$
底 层	固接		$\bar{K} = \frac{i_2}{i_c}$	$\bar{K} = \frac{i_1 + i_2}{i_c}$	$\alpha_c = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
	铰接		$\bar{K} = \frac{i_2}{i_c}$	$\bar{K} = \frac{i_1 + i_2}{i_c}$	$\alpha_c = \frac{0.5\bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

求得各柱抗侧刚度 D 之后,可以采用与反弯点法相类似的推导,得出第 j 层第 k 根柱子的剪力

$$V_{jk} = \frac{D_{jk}}{\sum_{k'=1}^m D_{jk'}} V_j (k' = 1, 2, \dots, m) \quad (4-18)$$

(2) 确定柱的反弯点高度比

求出柱的剪力后,要求柱的弯矩,就需确定反弯点的位置。显然影响柱反弯点位置的主要因素是柱上下端的约束条件。从图 4-20 可知,当两端固定或两端转角完全相等时, $\theta_{j-1} = \theta_j$, 故 $M_{j-1} = M_j$, 此时反弯点在中点;两端约束刚度不相同,两端转角也不相等, $\theta_{j-1} \neq \theta_j$, 反弯点移向转角较大的一端,也就是向约束刚度较小的一端移动。当一端为铰接时(支转动刚度为 0),弯矩为 0,即反弯点与该端铰重合。

影响柱两端约束刚度的主要因素是:结构总层数以及该层所在的位置;梁柱线刚度比;荷载形式;上层与下层梁刚度比及上、下层层高变化等。

在 D 值法中,首先求得规则情况下的标准反弯点高度比 y_0 ,然后再考虑上、下梁线刚度比值及上、下层层高变化对 y_0 进行调整。

(1) 柱标准反弯点高度比 y_0

标准反弯点高度比是对各层等高、各跨相等、各层梁和柱线刚度都不改变的多层规则框

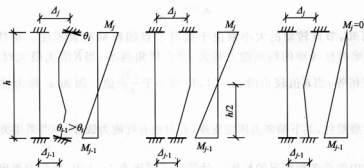


图 4-20 反弯点位置

架在水平荷载作用下求得的反弯点高度比。为使用方便,已把标准反弯点高度比的值制成表格。在均布水平荷载作用下的 y_0 列于附表 6—1;在倒三角形分布荷载作用下的 y_0 列于附表 6—2。根据该框架总层数 m 及该层所在楼层 n 以及梁柱线刚度比值 \bar{K} 。可从附表 6—1 或附表 6—2 中查得标准反弯点高度比 y_0 。

(2)上下层梁刚度变化时的反弯点高度比修正值 y_1

当某柱的上梁与下梁的线刚度不等,柱上、下节点转角不同时,反弯点位置会有变化,此时应将标准反弯点高度比 y_0 加以修正,修正值为 y_1 ,如图 4—21 所示。

当 $i_1 + i_2 < i_3 + i_4$ 时,令 $\alpha_1 = \frac{i_1 + i_2}{i_3 + i_4}$,根据 α_1 和 \bar{K} 值从附表 6—3 中查出 y_1 ,这时反弯点应向上移,故 y_1 取正值。

当 $i_1 + i_2 \geq i_3 + i_4$ 时,令 $\alpha_1 = \frac{i_3 + i_4}{i_1 + i_2}$,根据 α_1 和 \bar{K} 值从附表 6—3 中查出 y_1 ,这时反弯点应向下移,故 y_1 取负值。

对于底层,不考虑 y_1 修正值。

y_1 值可根据上、下层横梁线刚度比 I 及梁柱线刚度比 \bar{K} 由附表 6—3 查得。

(3)上下层高度变化时反弯点高度比修正值 y_2 和 y_3

当层高有变化时,反弯点也会有移动,如图 4—22 所示。

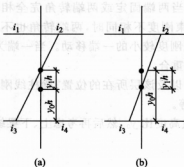


图 4-21 上下梁刚度变化对反弯点的影响

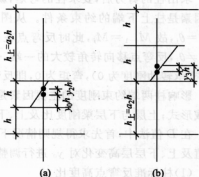


图 4-22 上下层高度变化对反弯点的影响

令上层层高和本层层高之比 $\alpha_2 = \frac{h_{\text{上}}}{h}$, 由附表 6—4 可查得修正值 y_2 。当 $\alpha_2 > 1$ 时, y_2 为正值, 反弯点向上移。当 $\alpha_2 < 1$ 时, y_2 为负值, 反弯点向下移。

同理, 令下层层高和本层层高之比 $\alpha_3 = \frac{h_{\text{下}}}{h}$, 由附表 6—4 可查得修正值 y_3 。

综上所述, 各层柱的反弯点高度比由下式计算

$$y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3 \quad (4-19)$$

例 4—4 试用 D 值法计算例 4—3 框架弯矩, 并绘弯矩图。

解:

1. 计算各柱剪力值

	CD	GH	LM	
第三层	$\bar{K} = \frac{1.5+1.7}{2 \times 0.7} = 2.286$ $D = \frac{2.286}{2+2.286} \times 0.7 \left(\frac{12}{3.3^2} \right) = 0.3734 \left(\frac{12}{3.3^2} \right)$ $V = 37 \times \frac{0.3734}{1.079} = 12.8 \text{ kN}$	$\bar{K} = \frac{1.5+0.8+1.7+1.0}{2 \times 0.6} = 4.166$ $D = \frac{4.166}{2+4.166} \times 0.6 \left(\frac{12}{3.3^2} \right) = 0.4054 \left(\frac{12}{3.3^2} \right)$ $V = 37 \times \frac{0.4054}{1.079} = 13.9 \text{ kN}$	$\bar{K} = \frac{0.8+1.0}{2 \times 0.9} = 1.000$ $D = \frac{1.000}{2+1.000} \times 0.9 \left(\frac{12}{3.3^2} \right) = 0.3000 \left(\frac{12}{3.3^2} \right)$ $V = 10.29 \text{ kN}$	$\Sigma D = 1.079 \left(\frac{12}{3.3^2} \right)$
第二层	$\bar{K} = \frac{1.7+2.4}{2 \times 0.7} = 2.929$ $D = \frac{2.929}{2+2.929} \times 0.7 \left(\frac{12}{3.3^2} \right) = 0.4160 \left(\frac{12}{3.3^2} \right)$ $V = (37+74) \times \frac{0.4160}{1.330} = 34.72 \text{ kN}$	$\bar{K} = \frac{1.7+1.0+2.4+1.2}{2 \times 0.9} = 3.500$ $D = \frac{3.500}{2+3.500} \times 0.9 \left(\frac{12}{3.3^2} \right) = 0.5727 \left(\frac{12}{3.3^2} \right)$ $V = (37+74) \times \frac{0.5727}{1.330} = 47.80 \text{ kN}$	$\bar{K} = \frac{1.0+1.2}{2 \times 0.9} = 1.222$ $D = 0.3413 \left(\frac{12}{3.3^2} \right)$ $V = 28.48 \text{ kN}$	$\Sigma D = 1.330 \left(\frac{12}{3.3^2} \right)$
第一层	$\bar{K} = \frac{2.4}{0.6} = 4.000$ $D = \frac{0.5+4.000}{2+4.000} \times 0.6 \left(\frac{12}{3.9^2} \right) = 0.4500 \left(\frac{12}{3.9^2} \right)$ $V = (37+74+80.7) \times \frac{0.4500}{1.522} = 56.68 \text{ kN}$	$\bar{K} = \frac{2.4+1.2}{0.8} = 4.500$ $D = \frac{0.5+4.500}{2+4.500} \times 0.8 \left(\frac{12}{3.9^2} \right) = 0.6154 \left(\frac{12}{3.9^2} \right)$ $V = (37+74+80.7) \times \frac{0.6154}{1.522} = 77.51 \text{ kN}$	$\bar{K} = \frac{1.2}{0.8} = 1.500$ $D = 0.457 \left(\frac{12}{3.9^2} \right)$ $V = (37+74+80.7) \times \frac{0.457}{1.522} = 57.56 \text{ kN}$	$\Sigma D = 1.522 \left(\frac{12}{3.9^2} \right)$



2. 计算各柱的反弯点高度 y_h

	CD	GH	LM
第三层	$\bar{K}=2.286$ $y_0=0.41$ $I=\frac{1.5}{1.7}=0.8824$ $y_1=0$ $a_3=1.0$ $y_3=0$ $y=0.41+0+0=0.41$	$\bar{K}=4.166$ $y_0=0.45$ $I=\frac{1.5+0.8}{1.7+1.0}=0.8519$ $y_1=0$ $a_3=1.0$ $y_3=0$ $y=0.45+0+0=0.45$	$\bar{K}=1.000$ $y_0=0.35$ $I=\frac{0.8}{1.0}=0.8000$ $y_1=0$ $a_3=1.0$ $y_3=0$ $y=0.35+0+0=0.35$
	BC	FG	JL
第二层	$\bar{K}=2.929$ $y_0=0.50$ $I=\frac{1.7}{2.4}=0.7083$ $y_1=0$ $a_2=1.0$ $y_2=0$ $a_3=\frac{3.9}{3.3}=1.182$ $y_3=0$ $y=0.50+0+0+0=0.50$	$\bar{K}=3.500$ $y_0=0.50$ $I=\frac{1.7+1.0}{2.4+1.0}=1.7941$ $y_1=0$ $a_2=1.0$ $y_2=0$ $a_3=\frac{3.9}{3.3}=1.182$ $y_3=0$ $y=0.50+0+0+0=0.50$	$\bar{K}=1.222$ $y_0=0.45$ $I=\frac{1.0}{1.2}=0.8333$ $y_1=0$ $a_2=1.0$ $y_2=0$ $a_3=\frac{3.9}{3.3}=1.182$ $y_3=0$ $y=0.45+0+0+0=0.45$
	AB	EF	IJ
第一层	$\bar{K}=4.000$ $y_0=0.55$ $a_2=\frac{3.3}{3.9}=0.8462$ $y_2=0$ $y=0.55+0=0.55$	$\bar{K}=4.500$ $y_0=0.55$ $a_2=\frac{3.3}{3.9}=0.8462$ $y_2=0$ $y=0.45+0=0.45$	$\bar{K}=1.500$ $y_0=0.575$ $a_2=\frac{3.3}{3.9}=0.8462$ $y_2=0$ $y=0.575+0=0.575$

3. 计算各柱的柱端弯矩

第三层

$$M_{CD}=12.8 \times 0.41 \times 3.3=17.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{GH}=13.9 \times 0.45 \times 3.3=20.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{DC}=12.8 \times 0.59 \times 3.3=24.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{HG}=13.9 \times 0.55 \times 3.3=25.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LM}=10.29 \times 0.35 \times 3.3=11.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ML}=10.29 \times 0.65 \times 3.3=22.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第二层

$$M_{BC} = 34.72 \times 0.50 \times 3.3 = 57.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FG} = 47.8 \times 0.50 \times 3.3 = 78.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CB} = M_{BC} = 57.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{GF} = M_{FG} = 78.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{JL} = 28.48 \times 0.45 \times 3.3 = 42.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LJ} = 28.48 \times 0.55 \times 3.3 = 51.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第一层

$$M_{AB} = 56.68 \times 0.55 \times 3.9 = 121.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{EF} = 77.51 \times 0.55 \times 3.9 = 166.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{BA} = 56.68 \times 0.45 \times 3.9 = 99.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FE} = 77.51 \times 0.45 \times 3.9 = 136.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{IJ} = 57.56 \times 0.575 \times 3.9 = 129.08 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{JI} = 57.56 \times 0.425 \times 3.9 = 95.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4. 计算各横梁的梁端弯矩值

第三层

$$M_{DH} = M_{DC} = 24.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{HD} = \frac{1.5}{1.5+0.8} \times 25.23 = 16.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{HM} = \frac{0.8}{1.5+0.8} \times 25.23 = 8.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{MH} = M_{ML} = 22.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第二层

$$M_{CG} = M_{CD} + M_{CB} = 17.32 + 57.29 = 74.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{GC} = \frac{1.7}{1.7+1.0} \times (20.64 + 78.87) = 62.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{GL} = \frac{1.0}{1.7+1.0} \times (20.64 + 78.87) = 36.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{LG} = M_{LM} + M_{LJ} = 11.88 + 51.69 = 63.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

第一层

$$M_{BF} = M_{BC} + M_{BA} = 57.29 + 99.47 = 156.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FB} = \frac{2.4}{2.4+1.2} \times (78.87 + 136.03) = 143.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FJ} = \frac{1.2}{2.4+1.2} \times (78.87 + 136.03) = 71.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{JF} = M_{JL} + M_{JI} = 42.29 + 95.41 = 137.70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5. 绘制框架弯矩图

框架弯矩图如图 4—23 所示。

4.3.4 框架结构侧移近似计算及其限值

框架结构的侧移主要是由水平风荷载和水平地震作用而产生的。侧移过大将导致填充

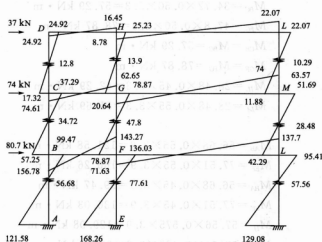


图 4—23 框架弯矩图(kN·m)

墙开裂,外墙饰面脱落,影响建筑物的正常使用,故设计时需要分别对框架的层间侧移及其顶点侧移进行限制,使其满足有关要求,因此需计算其层间侧移及顶点侧移。

框架在水平力作用下的变形由总体剪切变形和总体弯曲变形两部分组成。前者是由梁、柱弯曲变形所导致的,因其侧移曲线和悬臂梁剪切变形曲线相似,故称为总体剪切变形;后者是由框架两侧柱的轴向变形所引起的,其侧移曲线与悬臂梁的弯曲变形曲线相似,故称为总体弯曲变形。实际工程中,这两种侧移均可以采用近似法进行计算。对于层数不多的框架结构,柱轴向变形所产生的侧移很小,可以忽略。《高层技术规程》规定:对房屋高度大于 50m 或高宽比大于 4 的结构,宜考虑柱轴向变形影响。

梁柱弯曲变形引起的侧移可以用 D 值法计算。由于柱抗侧移刚度 D 值的物理意义是层间产生单位侧移时所需施加的层间剪力。若已知框架结构第 j 层所有柱的 D_{jk} 值之和 $\sum D_{jk}$ 和层间剪力 V_j 后,便可得计算层间侧移的近似公式:

$$\Delta u_j = \frac{V_j}{\sum D_{jk}} \quad (4-20)$$

式中 Δu_j ——第 j 层层间侧移;

V_j ——第 j 层层间剪力,亦即第 j 层以上所有水平荷载之和;

$\sum D_{jk}$ ——第 j 层所有各柱抗侧移刚度之和;

各楼板标高处侧移值是该层以上各层层间侧移之和,而顶点侧移即所有各层层间侧移之和,即

$$u = \sum_{j=1}^n \Delta u_j \quad (4-21)$$

式中 n ——框架总层数。

框架结构的层间侧移 Δu_j 和顶点侧移 u 应分别满足以下要求

$$\frac{\Delta u}{h} \leq \left[\frac{\Delta u}{h} \right] \quad (4-22)$$

$$\frac{u}{H} \leq \left[\frac{u}{H} \right] \quad (4-23)$$

式中 Δu ——根据弹性计算得出的最大层间侧移,对装配整体式结构其层间侧移应放大 20%;

h ——层高;

u ——据弹性计算得出的结构顶点总侧移,对装配整体式结构其侧移应放大 20%;

H ——结构总高度;

$\left[\frac{\Delta u}{h} \right]$ 、 $\left[\frac{u}{H} \right]$ ——最大层间侧移、顶点总侧移的限值,其取值如表 4-4 所示。

表 4-4 框架最大层间侧移和顶点总侧移的限值

填充墙类型	风荷载作用下		地震作用下	
	$[\Delta u/h]$	$[u/H]$	$[\Delta u/h]$	$[u/H]$
空框架或轻质隔墙	1/450	1/550	1/400	1/500
考虑砌体填充墙抗侧力作用	1/500	1/650	1/450	1/550

4.4 框架结构内力组合

内力组合就是求出构件控制截面上的最不利内力,并据此进行构件设计,在本质上这是一个无穷维问题。设计时,通常只考虑控制截面上有限种荷载效应组合和有限种最不利内力组合,从而就把这个无穷维问题简化为可求解的有限维问题。

4.4.1 控制截面

框架梁在竖向和水平荷载的共同作用下,剪力沿梁轴线呈线性变化;而在竖向分布荷载作用下,弯矩呈抛物线形。梁两端截面往往是最大负弯矩和最大剪力作用处,而跨间则常常是最大正弯矩作用处,因此,梁除取两端作为控制截面外,还应在跨间取正弯矩值最大的截面作为控制截面;为了简化计算,一般直接取梁的跨中截面代替跨间最大正弯矩截面作为控制截面。

一般情况下,框架柱的弯矩最大值在柱两端,而在一层内剪力和轴力往往无变化或变化很小,故可取各层柱的上、下端截面作为控制截面。

在截面配筋计算时,应采用构件端部截面的内力,而不是梁柱轴线交点处的内力。梁端部截面的内力可按前述梁板结构中相应的方法算出,柱端部截面的内力可类似地算出。为了保证柱的安全,通常对柱仍取梁柱交点处的内力。

4.4.2 荷载效应组合

在进行结构设计时,必须考虑不同荷载同时作用时的最不利情况。

《荷载规范》规定了框架结构荷载效应基本组合的简化表达式。对于框架结构荷载效应组合的设计值 S 计算与排架结构相同。



4.4.3 最不利内力组合

最不利内力组合就是在控制截面上对截面配筋起决定作用的内力组合,对于某一控制截面可能有若干组最不利内力组合。例如对于框架梁,需找出最大负弯矩以确定梁端顶部所配的纵筋;找出最大正弯矩以确定梁跨中截面底部所配的纵筋;还要找出最大剪力以进行梁端受剪承载力计算,确定所配的腹筋。而对于框架柱的最不利内力组合的原则与单层工业厂房排架柱相同。

4.3.4 竖向活荷载的最不利布置

对活荷载要考虑其最不利布置,常用的有以下四种方法:

1. 分跨计算组合法

这种方法是将活荷载逐层逐跨单独地作用在结构上,即每次仅在一根梁上布置活荷载,并计算出在此荷载作用下整个框架的内力。内力计算的次数与框架承受活荷载的梁的数目相同。求出所有这些内力之后,根据不同的构件、不同的截面、不同的内力种类,组合出最大内力,可见其计算工作量很大,但此法过程简单、规则,适用于程序计算,故在运用计算机进行内力组合时,常采用此法。

2. 最不利荷载位置法

为求得某一指定截面的某一最不利内力,可以用影响线的方法直接确定产生此最不利内力的活荷载布置。在此法中,只需用到影响线的定性形状。例如,对图 4—24(a)所示的四层四跨框架,欲求梁 AB 的跨中 C 截面最大正弯矩 M_c 的活荷载最不利布置。为此,先作 M_c 的影响线,即解除 M_c 相应的约束(将 C 点改为铰),代之以正向约束力,使框架沿约束力正向产生单位虚位移 $\theta=1.0$,从而可得到整个框架的虚位移图,如图 4—24(b)所示,此虚位移图即是 M_c 的影响线。根据虚位移原理,为求梁 AB 跨中最大正弯矩,则须对图 4—24(b)中凡产生正向虚位移的跨间均布置活荷载,即除该跨布置活荷载外,其它各跨应相间布置活荷载,同时在竖向也相间布置,即形成棋盘形间隔布置,如图 4—24(c)所示。还可以看出,使 AB 跨跨中弯矩最大的活荷载最不利布置,也正好使其它布置活荷载跨的跨中弯矩达到最大值。因而,整个框架结构只要进行二次棋盘形活荷载布置,便可求得所有梁的跨中最大正弯矩。当然,用相同的原理也可求得梁端最大负弯矩或柱端最大弯矩的活荷载最不利布

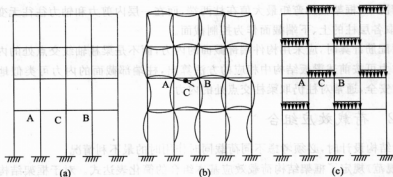


图 4—24 最不利荷载的布置

置。但是对于各跨各层梁柱线刚度均不一致的多跨多层框架,很难准确地作出其影响线。对于远离计算截面的框架节点,往往难以准确地判断其虚位移(转角)的方向。但远离计算截面处的荷载,对计算截面的内力影响很小,故往往可忽略小计。至于柱最大轴向力的活荷载最不利布置,显然是在该柱以上的各层中,与该柱相邻的各跨梁内都布满活荷载。

3. 分层组合法

用上述两种方法求活荷载最不利布置时的框架结构内力,颇为繁琐。分层组合法则以分层法为依据,比较简便。对活荷载的最不利布置作了如下简化:

①对于梁,仅考虑本层活荷载的最不利布置,而不考虑其它层活荷载的影响,故其布置方法与连续梁的活荷载最不利布置相同;

②对于柱端弯矩,仅考虑与该柱相邻的上下层的活荷载的影响,而不考虑其它层活荷载的影响;

③计算柱的最大轴力时,则考虑与该柱相邻的梁上布满活荷载,但对于与该柱不相邻的上层活荷载,仅考虑其轴力的传递而不考虑其弯矩的作用。

4. 满布荷载法

当活荷载产生的内力远小于恒荷载及水平力产生的内力时(例如一般民用及公共建筑结构,其竖向活荷载标准值仅为 $1.5 \sim 2.5 \text{ kN/m}^2$),竖向活荷载产生的内力在组合后的截面内力中所占的比例很小。故可不考虑活荷载的最不利布置,而将活荷载同时作用于所有的框架梁上。如此求得的内力在支座处与按最不利荷载位置法算出的内力非常相近,可直接进行内力组合。但在跨中却比最不利荷载位置法的计算结果要小。故采用此法时,应对活荷载引起的梁跨中弯矩乘以 $1.1 \sim 1.2$ 的系数。

4.4.4 梁端弯矩调幅

根据框架结构的合理破坏形态,是允许在梁端出现塑性铰的;同时,若节点处梁的负钢筋配置得少一些,也便于浇筑混凝土;而装配式或装配整体式框架的节点并非绝对刚性,梁端实际弯矩小于弹性计算值。因此,在设计框架时,一般均对梁端弯矩进行调幅,即人为地减小梁端负弯矩,从而减少节点附近梁顶面的配筋量。

对现浇框架,弯矩调幅系数取 $\beta = 0.8 \sim 0.9$;对装配一整体式框架,因为接头焊接不牢或由于节点区混凝土浇筑不密实等原因,节点较容易产生变形而达不到绝对刚性,故框架梁端的实际弯矩比弹性计算值小。根据经验,由节点变形引起的梁端弯矩约降低 10% ,再考虑梁端出现塑性铰,因此,弯矩调幅系数此时应取得低一些,一般取 $\beta = 0.7 \sim 0.8$ 。

如图 4-25 所示,在相应弯矩作用下,梁端弯矩调幅后,其跨中弯矩必将增加。此时应校核梁的静力平衡条件,即调幅后梁端弯矩 M_A 和 M_B 的平均值与跨中正弯矩 M_{C0} 之和应大于按简支梁计算的跨中弯矩 M_0 ,即

$$\frac{|M_A + M_B|}{2} + M_{C0} \geq M_0 \quad (4-24)$$

同时还须注意,梁截面设计时所采用的跨中正弯矩设计值不应小于按简支梁计算的跨中弯矩的一半。

必须指出,我国有关规范规定,弯矩调幅只是对竖向荷载作用下的内力进行,而水平荷载作用下产生的弯矩不参加调幅,因此,应先进行弯矩调幅,后进行内力组合。

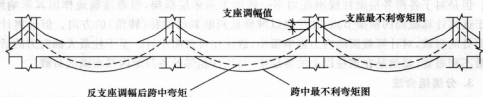


图 4-25 支座位移弯矩调整

4.5 框架结构的截面设计

4.5.1 框架梁

框架梁由内力组合求得控制截面的弯矩和剪力后,按受弯构件正截面受弯承载力计算方法确定所配纵向钢筋数量;按受弯构件斜截面受剪承载力计算方法确定所配腹筋的数量,并满足必要的构造要求。

4.5.2 框架柱

框架柱属于偏心受压构件,按偏心受压构件正截面受压承载力的计算方法确定所配纵筋数量,框架的边柱和中柱按单向偏心受压构件计算,角柱按双向偏心受压构件计算。实际工程中,框架柱多采用对称配筋。

框架结构中,梁和柱节点为刚接,《规范》规定,按下述三种情况确定框架柱的计算长度 l_0 。

(1) 无侧移框架结构

通常指具有非轻质隔墙、框架为三跨及三跨以上或为两跨且房屋的总宽度不小于房屋总高度的 $1/3$ 者。其各层柱的计算长度可取为:

现浇楼盖 $l_0 = 0.7H$;

装配式楼盖 $l_0 = 1.0H$ 。

这里 H 对底层柱为从基础顶面到一层楼盖顶面的高度;对其余各层柱为上下两层楼盖顶面之间的高度。

(2) 一般多层房屋的框架结构

各层柱的计算长度按不同情况可取为

对于现浇楼盖:底层柱 $l_0 = 1.0H$;

其余各层柱 $l_0 = 1.25H$;

对于装配式楼盖:底层柱 $l_0 = 1.25H$;

其余各层柱 $l_0 = 1.5H$ 。

此类框架通常包括以下情况:

① 无任何墙体的空框架结构,包括墙体可能拆除的框架结构;

② 虽有维护墙及内部纵、横隔墙,但墙体是轻质材料组成的;



③仅在一侧设有刚性山墙,其余部分无抗侧力刚性墙;

④刚性隔墙之间的间距过大(如现浇楼盖房屋中,大于3倍房屋宽度,装配式楼盖房屋中,大于2.5倍房屋宽度)时。

(3)特殊情况下的框架

柱的计算长度应根据可靠设计经验或按计算确定。例如不设楼板或楼板上开孔较大的多层钢筋混凝土框架及无抗侧力刚性墙的单跨钢筋混凝土框架等。

4.6 框架节点的构造要求

框架结构构件失效引起的破坏可能仅是局部的,而节点失效引起的破坏往往范围较大,后果严重,故节点的重要性一般大于构件的重要性,因此节点设计是框架结构设计中极为重要的一环。节点设计必须保证框架整体结构安全可靠,经济合理又便于施工。对装配一整体式框架的节点,则还需要保证结构的整体性,而且受力明确,便于安装,又易于调整,构件连接后可尽快地承受部分或全部设计荷载,使上部结构能够及时继续安装。在非地震区,框架节点的承载能力一般通过采取适当的构造措施来保证。

1. 材料强度

通常,柱由于要承受较大的轴向压力且其截面尺寸不能过大,因而柱常采用强度较高的混凝土;而梁、板结构因只需承受本层的荷载,所以可采用强度较低的混凝土。

四个方向的梁伸入节点区,一方面将荷载传给节点区,另一方面,这些梁以及楼板又形成对节点区的约束,从而使节点区的表观强度得到提高。而且上下方的柱也会对节点区起到约束作用。因而,即使节点区的混凝土强度在一定范围内低于柱的混凝土强度,而节点区混凝土的强度仍能满足要求,说明破坏并不会发生在节点区。国内外大量试验均已证实了这一点。鉴于此,就有可能在节点处采用与梁板相同的混凝土以方便施工。

目前,我国在框架设计中,通行的做法仍是使框架节点区的混凝土强度等级不低于柱的混凝土强度等级。而在装配一整体式框架中,后浇节点的混凝土强度等级宜比预制柱的混凝土强度等级提高5 MPa。

2. 截面尺寸限制条件

若节点截面尺寸过小,梁、柱负弯矩钢筋配置过多时,以承受静力荷载为主的顶层端节点将由于核心区压力过大而发生混凝土的斜向压碎。因此应对梁柱负弯矩钢筋的相对配置数量加以限制,即相当于限制节点的截面尺寸不能过小。《规范》规定,框架顶层端节点处梁上部纵向钢筋的截面面积 A_s 应符合下列规定:

$$\xi_s \leq 0.35 \quad (4-25)$$

$$\xi_s = \frac{f_y A_s}{f_c b_b h_{b0}} \quad (4-26)$$

式中 b_b ——梁腹板宽度;

h_{b0} ——梁截面有效高度;

其他符号意义如前所述。

3. 箍筋

框架节点范围内应设置水平箍筋,箍筋应符合对柱中箍筋的构造规定,但间距不宜大于



250 mm。对四边均有梁与之相连的中间节点,节点内可只设置沿周边的矩形箍筋,而不设置复合箍筋。当顶层端节点内没有梁上部纵向钢筋和柱外侧纵向钢筋的搭接接头时,节点内水平箍筋应按照纵筋搭接范围内箍筋的设置要求确定。

4. 梁柱纵筋在节点区的锚固

(1) 框架梁上部纵向钢筋伸入中间层端节点锚固

应满足下列要求:

① 柱截面高度足够时,可采用直线锚固形式,其锚固长度不应小于 l_a ,且伸过柱中心线不宜小于 $5d$,如图 4-26(a)所示;

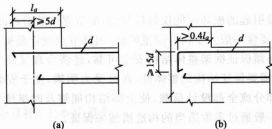


图 4-26 梁上部纵向钢筋在框架中间层端节点内的锚固

② 当柱截面高度不足以布置直线锚固长度时,应将梁上部纵向钢筋伸至节点对边并向上下弯折,其水平投影长度不应小于 $0.4l_a$,竖直投影长度应取为 $15d$,如图 4-26(b)所示。这里 l_a 为受拉钢筋锚固长度, d 为梁上部纵向钢筋的直径。

(2) 框架梁上部纵向钢筋应贯穿中间节点或中间支座范围,钢筋自节点或支座边缘伸向跨中的截断位置应根据梁端负弯矩和《规范》中有关截断负筋的规定确定。

(3) 框架梁下部纵向钢筋在中间节点的锚固

应满足下列要求:

① 当计算中不利用钢筋的强度时,其伸入节点的锚固长度应符合 $V > 0.7f_tbh$ 时的规定;

② 当计算中充分利用钢筋的抗拉强度时,其下部纵向钢筋应锚固在节点内。此时,可采用直线锚固形式,如图 4-27(a)所示,适用于柱截面高度较大的情况,锚固长度 l_a 按受拉钢筋的锚固长度计算公式确定;

③ 当柱截面高度不够时,梁下部纵向钢筋也可以采用带 90° 弯折的锚固形式,如图 4-27(b)所示,其中竖直段应向上弯折,锚固端的水平投影长度及竖直投影长度不应小于上述对中间层端节点处梁上部钢筋带 90° 弯折锚固的规定;

④ 梁下部纵向钢筋也可伸过节点,并在梁中弯矩较小处设置搭接接头,如图 4-27(c)所示, l_l 为规定的搭接接头长度。

(4) 框架梁下部纵向钢筋在端节点处的锚固要求与中间节点处梁下部纵向钢筋的锚固要求相同。

(5) 当计算中充分采用钢筋的抗压强度时,梁下部纵向钢筋应按受压钢筋要求锚固在中间节点内,其直线锚固长度应不小于 $0.7l_a$;梁下部纵向钢筋也可伸过节点,并在梁中弯矩较小处设置搭接接头。

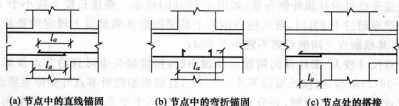


图 4-27 梁下部纵向钢筋在中间节点的锚固与搭接

(6) 框架柱的纵向钢筋应贯穿中间层的中间节点和中间层端节点, 柱纵向钢筋接头应设置在节点区以外, 尽量选择在层高中间等弯矩较小处。

① 当顶层节点处梁截面高度足够时, 其自梁底标高算起的锚固长度不应小于 l_a , 且必须伸至梁顶, 如图 4-28(a) 所示;

② 当顶层节点处梁截面高度小于 l_a 时, 柱纵向钢筋应伸至柱顶并向节点内水平弯折, 如图 4-28(b) 所示;

③ 当充分利用柱纵向钢筋的抗拉强度时, 柱纵向钢筋锚固段弯折前的竖直投影长度不应小于 $0.5l_a$, 弯折后的水平投影长度不应小于 $12d$, 此处 d 为柱纵向钢筋的直径;

④ 当柱顶有现浇板且板厚不小于 80 mm, 混凝土强度等级不低于 C20 时, 柱纵向钢筋也可伸向外弯入框架梁, 弯折后的水平投影长度亦不应小于 $12d$, 且不应小于 250 mm, 如图 4-28(c) 所示。

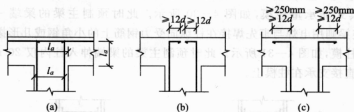


图 4-28 顶层中间节点柱纵向钢筋的锚固

(7) 框架顶层端节点处, 可将柱外侧纵向钢筋的相应部分弯入梁内作梁上部纵向钢筋使用, 也可将梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在顶层端节点及其附近部位搭接。搭接可采用下列方式:

① 搭接接头可沿顶层端节点外侧及梁端顶部布置, 如图 4-29(a) 所示, 搭接长度不应小于 $1.5l_a$ 。其中, 伸入梁内的外侧柱纵向钢筋截面面积不应小于外侧柱纵向钢筋全部截面面积的 70%。其中不能伸入梁内的外侧柱筋应沿节点顶部伸至柱内边, 向下弯折不小于 $8d$ (d 为该部分柱筋的直径) 后截断。当有现浇板且板厚不小于 80 mm、混凝土强度等级不低于 C20 时, 不能伸入梁内的外侧柱纵向钢筋可伸入现浇板内, 其长度与伸入梁内的柱纵向钢筋相同。梁上部纵向钢筋应伸至节点外侧并向内弯折至梁下边缘高度, 再向内弯折不少于 $8d$ 后截断; 当梁上部纵向钢筋弯入节点外侧第二排时, 其末端可不再向节点内弯折。当外侧柱纵向钢筋配筋率大于 1.2% 时, 伸入梁内的柱纵向钢筋应满足以上规定, 且宜分两批截断, 其截断点之间的距离不宜小于 $20d$, 此处 d 为梁上部纵向钢筋的直径;



②搭接接头也可沿柱顶外侧布置,如图4-29(b)所示。搭接长度不应小于 $1.7l_a$ 。梁上部钢筋配筋率超过1.2%时,弯入柱外侧的上部梁钢筋在满足以上规定的搭接长度后应分两批截断,其截断点之间的距离不宜小于 $20d$;

③当节点尺寸较大、梁柱纵向钢筋直径较小时,搭接接头也可只沿节点顶部及外侧布置,如图4-29(c)所示,搭接长度应不小于 $1.5l_a$,且梁钢筋应沿节点外侧伸至梁底高度,柱钢筋应沿节点顶部伸至柱内侧,并分别向节点内弯折不少于 $8d$ 后截断。当梁钢筋弯入节点外侧第二排,柱钢筋弯入节点顶部第二排时,其末端可不再向节点内弯折。

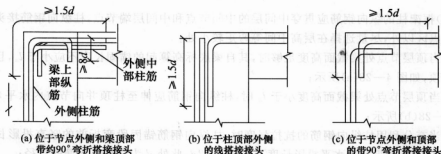


图4-29 梁上部纵向钢筋与柱外侧纵向钢筋在顶层端节点的搭接

5. 装配—整体式框架节点构造

在多层装配—整体式框架中,目前常采用现浇柱、预制梁的施工方案。对于这种方案,若采用工具式非承重柱模,如图4-30所示。此时预制主梁的梁端一般伸入柱内70 mm,纵向连梁则用电焊与事先焊接在柱纵向受力钢筋上的小角钢或几根撑筋相连;若采用工具式承重柱模,如图4-31所示。此时预制主梁的梁端伸入柱内仅20 mm,预制主梁与纵向连梁都直接支承在柱模上。

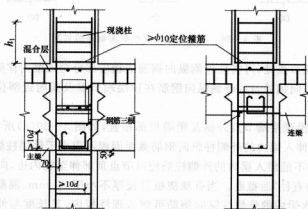


图4-30 预制梁、现浇柱节点(用工具式非承重柱模)

若采取预制柱、预制梁刚性连接的施工方案,则明牛腿连接是常用方法之一。此时预制梁直接支承在柱的明牛腿面上,如图4-32所示。梁底应预埋角钢与牛腿面的预埋钢板用角焊

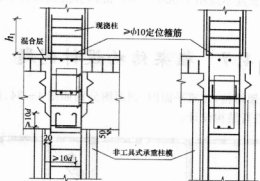


图 4—31 预制梁、现浇柱节点(用工具式非承重柱模)

缝相连接,梁上部则另加负钢筋与预制柱内伸出的短钢筋剖口对焊。此种连接法的优点是节点刚性好,承载力大;而缺点是牛腿部分预埋件多,用钢材多,焊接要求高,而工效较低。

6. 框架梁与预制楼板的连接构造

预制楼板常采用槽形板或空心板。为使楼盖结构具有良好的整体性,办法之一是在板缝之间配置必要的联系钢筋并用细石混凝土填缝;也可以在预制板上浇筑强度等级不低于 C20,厚度不小于 40 mm 的钢筋混凝土叠合楼面,内配 $\phi 4@150$ mm 或 $\phi 6@250$ mm 的双向钢筋网。预制板搁置在梁上或墙上的长度不小于 30 mm,板端伸出的锚固钢筋长度不应小于 100 mm,如图 4—33 所示。

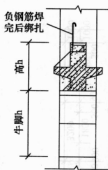


图 4—32 预制梁、现浇柱节点(明牛腿刚性连接)

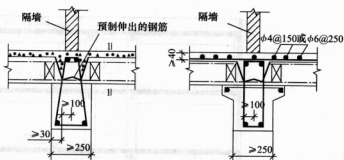


图 4—33 预制板与框架的连接

7. 框架柱与填充墙的连接构造

在隔墙位置较为固定的建筑中,常采用砌体填充墙,这时,砌体填充墙上部与框架梁底之间必须用块材塞紧,墙与框架柱有两种连接方法:一种是柱与墙之间留缝隙,并用钢筋柔性连接,计算时不考虑填充墙对框架抗侧力能力的影响;另一种是刚性连接,即柱与墙紧密接触。与柱刚性连接的填充墙在框架侧向变形时,能起到斜压杆的作用,从而提高了框架的抗侧移能力。

框架的填充墙或隔墙应优先考虑选用预制轻质墙板,而且必须与框架牢固连接;若采用砌体填充墙,则应在填充墙与框架柱的交接处,沿高度每隔若干皮砌体,用 $2\phi 6$ 钢筋与柱拉



结。拉筋进入填充墙内长度不应小于 500~1000 mm, 并要求详见有关规范及设计构造手册。

4.7 框架结构设计例题

某四层现浇钢筋混凝土框架结构, 建筑平面图、剖面图分别如图 4—34、图 4—35 所示, 无抗震设防要求, 试对此框架进行结构设计。

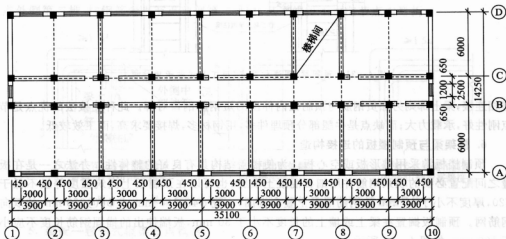


图 4—34 标准层建筑平面图

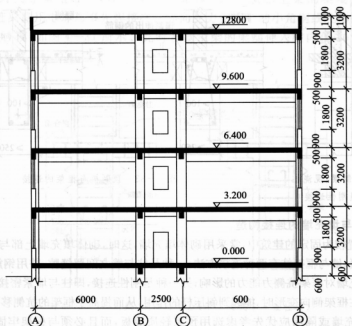


图 4—35 剖面图

1. 设计资料

(1) 设计标高

室内设计标高±0.000 相当于绝对标高 4.400 m, 室内外高差 600 mm。

(2) 墙身做法

墙身为普通机制砖填充墙, M5 水泥砂浆砌筑。内粉刷为混合砂浆底, 纸筋灰面, 厚 20 mm, “803”内墙涂料两度。外粉刷为 1:3 水泥砂浆底, 厚 20 mm, 马赛克贴面。

(3) 楼面做法

顶层为 20 mm 厚水泥砂浆找平, 5 mm 厚 1:2 水泥砂浆加“107”胶水着色粉面层; 底层为 15 mm 厚纸筋面石灰抹底, 涂料两度。

(4) 屋面做法

现浇楼板上铺膨胀珍珠岩保温层(檐口处厚 100 mm, 2% 自两侧檐口向中间找坡), 20 mm 厚 1:2 水泥砂浆找平层, 二毡三油防水层。

(5) 门窗做法

门厅处为铝合金门窗, 其它均为木门, 钢窗。

(6) 地质资料

属Ⅲ类建筑场地, 其余略。

(7) 基本风压

$w_0 = 0.55 \text{ kN/m}^2$ (地面粗糙度属 B 类)。

(8) 活荷载

屋面活荷载 1.5 kN/m^2 , 办公楼楼面活荷载 1.5 kN/m^2 , 走廊楼面活荷载 2.0 kN/m^2 。

2. 结构平面布置及计算简图的确定

结构平面布置如图 4-36 所示, 各梁柱截面尺寸确定如下:

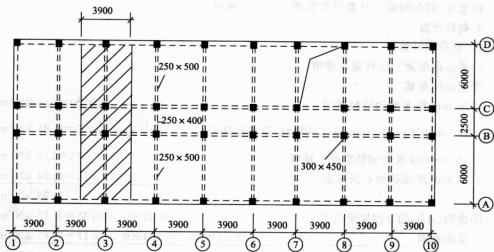


图 4-36 标准层平面布置图

边跨(AB, CD)梁: $h = \frac{1}{12}l = \frac{1}{12} \times 6000 = 500 \text{ mm}$, $b = \frac{1}{2}h = 250 \text{ mm}$;

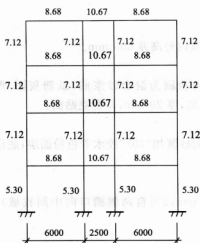


图 4—37 框架计算图

(注:图中数字为为线刚度,单位: $\times 10^{-4} \text{E} \cdot \text{m}^3$) 矩)。

边跨(AB、CD)梁: $i = 2E \times \frac{1}{12} \times 0.25 \times 0.50^3 / 6.0 = 8.68 \times 10^4 \text{E}(\text{m}^3)$

中跨(BC)梁: $i = 2E \times \frac{1}{12} \times 0.25 \times 0.4^3 / 2.5 = 10.67 \times 10^4 \text{E}(\text{m}^3)$

上部各层柱: $i = E \times \frac{1}{12} \times 0.30 \times 0.45^3 / 3.2 = 7.12 \times 10^4 \text{E}(\text{m}^3)$

底层柱: $i = E \times \frac{1}{12} \times 0.30 \times 0.45^3 / 4.3 = 5.30 \times 10^4 \text{E}(\text{m}^3)$

框架梁、柱的线刚度计算结果如图 4—37 中所示。

3. 荷载计算

(1) 恒荷载计算

1) 屋面框架梁上线荷载标准值:

① 屋面恒荷载

20 mm 厚水泥砂浆找平层 $0.02 \times 20 = 0.4 \text{ kN/m}^2$

100 mm 厚~140 mm 厚(2%找坡)膨胀珍珠岩 $\frac{0.10 + 0.14}{2} \times 7 = 0.84 \text{ kN/m}^2$

100 mm 厚现浇钢筋混凝土楼板 $0.10 \times 25 = 2.5 \text{ kN/m}^2$

15 mm 厚纸筋面石灰抹底 $0.015 \times 16 = 0.24 \text{ kN/m}^2$
3.98 kN/m²

② 边跨(AB、CD)框架梁自重

$0.25 \times 0.50 \times 25 = 3.13 \text{ kN/m}^2$

梁侧粉刷 $2 \times (0.50 - 0.10) \times 0.02 \times 17 = 0.27 \text{ kN/m}^2$
3.4 kN/m²

③ 中跨(BC)框架梁自重

$0.25 \times 0.40 \times 25 = 2.5 \text{ kN/m}^2$

梁侧粉刷 $2 \times (0.40 - 0.1) \times 0.02 \times 17 = 0.2 \text{ kN/m}^2$
2.7 kN/m²

中跨(BC)梁: $h = 400 \text{ mm}$, $b = 250 \text{ mm}$;

边柱(Ⓐ轴、Ⓔ轴)连系梁: $b \times h = 250 \text{ mm} \times 250 \text{ mm}$;

中柱(Ⓑ轴、Ⓒ轴)连系梁: $b \times h = 250 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$;

柱: $b \times h = 300 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$;

现浇楼板厚: $h = 100 \text{ mm}$ 。

这里只取③轴框架进行计算,结构计算单元如图 4—36 中阴影部分所示,计算简图如图 4—37 所示。

根据地质资料,确定基础顶面离室外地面为 500 mm,因此底层层高为 4.3 m。其中,在确定框架梁截面惯性矩时需考虑到现浇楼板的作用,取 $I = 2I_0$ (I_0 为不考虑楼板翼缘作用的梁截面惯性矩)。

故作用在顶层框架梁上的线荷载为:

$$g_{4AB1} = g_{4CD1} = 3.4 \text{ kN/m}; \quad g_{4BC1} = 2.7 \text{ kN/m}$$

$$g_{4AB2} = g_{4CD2} = 3.98 \times 3.9 = 15.52 \text{ kN/m}; \quad g_{4BC2} = 3.98 \times 2.5 = 9.95 \text{ kN/m}$$

2) 楼面框架梁线荷载标准值

① 楼面恒荷载

25 mm 厚水泥砂浆面层 $0.025 \times 20 = 0.5 \text{ kN/m}^2$

100 mm 厚现浇钢筋混凝土楼板 $0.10 \times 25 = 2.5 \text{ kN/m}^2$

15 mm 厚纸筋面石灰抹底 $0.015 \times 16 = 0.24 \text{ kN/m}^2$

$$3.24 \text{ kN/m}^2$$

② 边跨框架梁自重及梁侧粉刷

$$3.4 \text{ kN/m}^2$$

边跨填充墙自重及墙面粉刷

$$0.24 \times (3.2 - 0.5) \times 19 + (3.2 - 0.5) \times 0.02 \times 2 \times 17 = 14.15 \text{ kN/m}^2$$

故作用在中间层框架上的线荷载为:

$$g_{AB1} = g_{CD1} = 3.4 + 14.51 = 17.55 \text{ kN/m}; \quad g_{BC1} = 2.7 \text{ kN/m}$$

$$g_{AB2} = g_{CD2} = 3.24 \times 3.9 = 12.64 \text{ kN/m}; \quad g_{BC2} = 8.1 \text{ kN/m}$$

3) 屋面框架节点集中荷载标准值

① 顶层边节点集中荷载

边柱连系梁自重 $0.25 \times 0.50 \times 3.9 \times 25 = 12.19 \text{ kN}$

梁侧粉刷 $0.02 \times 2 \times (0.50 - 0.1) \times 3.9 \times 17 = 1.06 \text{ kN}$

1 m 高女儿墙自重 $1 \times 3.9 \times 0.24 \times 19 = 17.78 \text{ kN}$

墙侧粉刷 $1 \times 0.02 \times 2 \times 3.9 \times 17 = 2.65 \text{ kN}$

连系梁传来屋面自重 $\frac{1}{2} \times 3.9 \times \frac{1}{2} \times 3.9 \times 3.98 = 15.13 \text{ kN}$

$$G_{4A} = G_{4D} = 48.81 \text{ kN}$$

② 顶层中节点集中荷载

中柱连系梁自重 $0.25 \times 0.40 \times 3.9 \times 25 = 9.75 \text{ kN}$

梁侧粉刷 $2 \times (0.40 - 0.1) \times 3.9 \times 17 = 0.80 \text{ kN}$

连系梁传来屋面自重 $\frac{1}{2} \times (3.9 + 3.9 - 2.5) \times 1.25 \times 3.98 = 13.18 \text{ kN}$

$$\frac{1}{2} \times 3.9 \times 1.95 \times 3.98 = 15.13 \text{ kN}$$

$$G_{4B} = G_{4C} = 38.86 \text{ kN}$$

4) 楼面框架节点集中荷载标准值

① 中间层边节点集中荷载

边柱连系梁自重 $0.25 \times 0.50 \times 3.9 \times 25 = 12.19 \text{ kN}$

梁侧粉刷 $0.02 \times 2 \times (0.50 - 0.1) \times 3.9 \times 17 = 1.06 \text{ kN}$

钢窗自重 $3.0 \times 1.8 \times 0.45 = 2.43 \text{ kN}$

窗下墙体自重 $0.24 \times 0.9 \times 3.6 \times 19 = 14.77 \text{ kN}$

粉刷 $0.02 \times 2 \times 0.9 \times 3.6 \times 17 = 2.20 \text{ kN}$

窗边墙体自重 $0.60 \times (3.2 - 1.4) \times 0.24 \times 19 = 4.92 \text{ kN}$



粉刷	$0.02 \times 2 \times 0.6 \times (3.2 - 1.4) \times 17 = 0.73 \text{ kN}$
框架柱自重	$0.3 \times 0.45 \times 3.2 \times 25 = 10.8 \text{ kN}$
粉刷	$0.02 \times 0.78 \times 3.2 \times 17 = 0.85 \text{ kN}$
连系梁传来楼面自重	$0.02 \times 0.78 \times 3.2 \times 17 = 0.85 \text{ kN}$
连系梁传来楼面自重	$\frac{1}{2} \times 3.9 \times \frac{1}{2} \times 3.9 \times 3.24 = 12.32 \text{ kN}$
	$G_A = G_D = 62.27 \text{ kN}$

②中间层中节点集中荷载

中柱连系梁自重	$0.25 \times 0.40 \times 3.9 \times 25 = 9.75 \text{ kN}$
梁侧粉刷	$2 \times (0.40 - 0.1) \times 3.9 \times 17 = 0.80 \text{ kN}$
内纵墙自重	$3.6 \times (3.2 - 0.4) \times 0.24 \times 19 = 45.96 \text{ kN}$
粉刷	$0.02 \times 2 \times 3.6 \times (3.2 - 0.4) \times 17 = 6.85 \text{ kN}$
扣出门洞重加上门重	$-2.1 \times 1.0 \times (5.24 - 0.2) \times 0.24 \times 19 = -10.58 \text{ kN}$
框架柱自重	$0.3 \times 0.45 \times 3.2 \times 25 = 10.8 \text{ kN}$
粉刷	$0.02 \times 0.78 \times 3.2 \times 17 = 0.85 \text{ kN}$
连系梁传来楼面自重	$\frac{1}{2} \times (3.9 + 3.9 - 2.5) \times 1.25 \times 3.24 = 10.73 \text{ kN}$

$$\frac{1}{2} \times 3.9 \times 1.95 \times 3.24 = 12.32 \text{ kN}$$

$$G_B = G_C = 87.48 \text{ kN}$$

恒荷载作用下的结构计算简图如图 4—38 所示:

(2)活荷载计算

活荷载作用下的结构计算简图如图 4—39 所示。图中各荷载值计算如下:

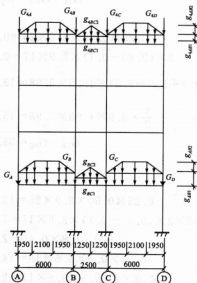


图 4—38 恒荷载作用下结构的计算简图

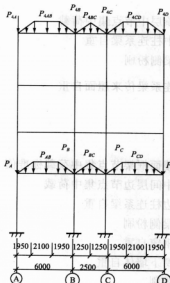


图 4—39 活荷载作用下结构的计算简图

$$p_{4AB} = p_{4CD} = 1.5 \times 3.9 = 5.85 \text{ kN/m}$$

$$p_{4BC} = 1.5 \times 2.5 = 3.75 \text{ kN/m}$$

$$P_{4A} = P_{4D} = \frac{1}{2} \times 3.9 \times \frac{1}{2} \times 3.9 \times 1.5 = 5.70 \text{ kN}$$

$$P_{4B} = P_{4C} = \frac{1}{2} \times (3.9 + 3.9 - 2.5) \times 1.25 \times 1.5 + \frac{1}{4} \times 3.9 \times 3.9 \times 1.5 = 10.67 \text{ kN}$$

$$p_{AB} = p_{CD} = 3.9 \times 1.5 = 5.85 \text{ kN/m}$$

$$p_{BC} = 2.0 \times 2.5 = 5.0 \text{ kN/m}$$

$$P_A = P_D = \frac{1}{2} \times 3.9 \times \frac{1}{2} \times 3.9 \times 1.5 = 5.70 \text{ kN}$$

$$P_B = P_C = \frac{1}{2} \times (3.9 + 3.9 - 2.5) \times 1.25 \times 2.0 + \frac{1}{4} \times 3.9 \times 3.9 \times 1.5 = 12.33 \text{ kN}$$

(3) 风荷载计算

风荷载的标准值按式(3—15)计算

因结构高度小于 30 m, 可取 $\beta_z = 1.0$; 对于矩形平面建筑 $\mu_s = 1.3$; μ_z 可查《荷载规范》确定。将风荷载换算成作用于框架每层节点上的集中荷载, 假定风荷载均匀分布, 并假定上下相邻各半层层高范围内的风荷载集中作用本层的楼面上。

各楼层节点上风荷载作用下的集中荷载为(以一层楼面标高处为例):

$$P_1 = 1.0 \times 1.3 \times 1.00 \times 0.55 \times 13.65 = 9.76 \text{ kN}$$

其它计算结果如表 4—5 所示, 表中 z 为框架节点至室外地面的高度, A 为一榀框架各层节点的受风面积。各楼层节点上风荷载作用下的集中荷载计算结果如图 4—40 所示。

表 4—5 风荷载计算表

层号	β_z	μ_s	z/m	μ_z	$w_0/(\text{kN/m}^2)$	A/m^2	P_i/kN
4	1.0	1.3	13.4	1.10	0.55	10.14	7.98
3	1.0	1.3	10.2	1.01	0.55	12.48	9.01
2	1.0	1.3	7.0	1.00	0.55	12.48	9.01
1	1.0	1.3	3.8	1.00	0.55	13.65	9.76

4. 内力计算

(1) 恒荷载作用下的内力计算

恒荷载(竖向荷载)作用下的内力计算采用分层法。以中间层为例说明分层法的计算过程, 其他层(顶层、底层)仅给出计算结果。

由图 4—38 取出中间任一层进行分析, 结构计算简图如图 4—41(a)所示。图 4—41 中柱的线刚度取框架柱实际线刚度的 0.9 倍。

图 4—41(a)中梁上分布荷载由矩形和

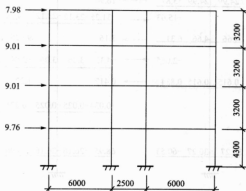


图 4—40 风荷载作用下的框架计算简图(kN)

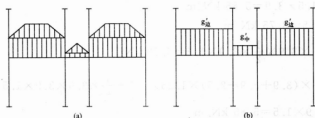


图 4—41 分层法计算简图

梯形两部分组成,在求固端弯矩时可直接根据图示荷载计算,也可根据固端弯矩相等的原则,先将梯形分布荷载及三角形分布荷载化为等效均布荷载,如图 4—41(b)所示。

将梯形荷载化作等效均布荷载:

$$g'_{边} = g_{AB1} + (1 - 2\alpha^2 + \alpha^3)g_{AB2}$$

$$= 17.55 + (1 - 2 \times 0.325^2 + 0.325^3) \times 12.64 = 27.95 \text{ kN/m}$$

三角形荷载化作等效均布荷载:

$$g'_{中} = g_{BC1} + \frac{5}{8}g_{BC2} = 2.7 + \frac{5}{8} \times 8.1 = 7.76 \text{ kN/m}$$

图 4—41(b)所示结构采用弯矩分配法进行内力计算。弯矩分配系数如图 4—42 所示。各杆的固端弯矩为

$$M_{边} = -\frac{1}{12}g'_{边}l_{边}^2 = -\frac{1}{12} \times 27.95 \times 6^2 = -83.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{中} = -\frac{1}{12}g'_{中}l_{中}^2 = -\frac{1}{12} \times 7.76 \times 2.5^2 = -4.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

左梁 上柱 下柱 右梁			左梁 上柱 下柱 右梁			左梁 上柱 下柱 右梁			左梁 上柱 下柱 右梁		
0.298	0.298	0.404	0.323	0.239	0.239	0.199	0.239	0.239	0.323	0.404	0.298
		-83.85	83.85		-4.04	4.04		-83.85	83.85		
24.99	24.99	33.87	16.94					-16.94		-33.87	-24.99
		-15.63	-31.25	-23.12	-23.12	-19.25	19.25	23.12	23.12	31.25	15.63
4.66	4.66	6.31	3.16		9.625	-9.625		-3.16		-6.31	-4.66
		-2.065	-4.13	-3.06	-3.06	-2.54	2.54	3.06	3.06	4.13	2.065
0.615	0.615	0.834	0.417		1.27	-1.27		-0.417		-0.834	-0.615
			-0.034	-0.025	-0.025	-0.021	0.021	0.025	0.025	0.034	
30.27	30.27	-60.53	68.95	-26.16	26.16	-14.96	14.96	26.16	26.16	-68.95	60.53

图 4—42 弯矩分配法计算过程

弯矩分配法计算过程如图 4—42 所示, 计算所得结构弯矩图如图 4—43 所示。同样可用分层法求得顶层及底层的弯矩图, 如图 4—43 所示。

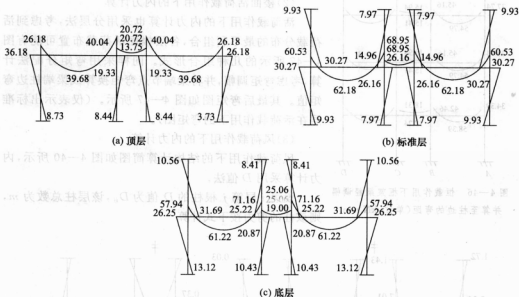


图 4—43 分层法弯矩计算结果 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

将各层分层法求得的弯矩图叠加, 可得整个框架结构在恒荷载作用下的弯矩图。显然, 叠加后框架内各节点弯矩并不一定能达到平衡, 这主要是因为分层法计算的误差所造成的。为提高精度, 可将节点不平衡弯矩再分配一次进行修正, 修正后竖向荷载作用下整个结构弯矩图如图 4—44 所示。并进而可求得框架梁、柱的剪力和轴力图, 如图 4—45 所示。

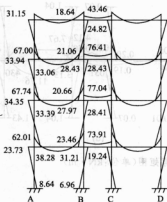


图 4—44 恒荷载作用下结构的弯矩图 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

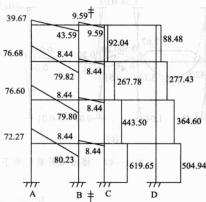
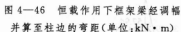


图 4—45 恒荷载作用下结构的剪力图和轴力图 (kN)

必须注意, 在求得图 4—44 所示结构的梁端支座弯矩后, 如欲求梁跨中弯矩, 则需根据求得的支座弯矩和各跨的实际荷载分布按平衡条件计算。



(2) 楼面活荷载作用下的内力计算

活荷载作用下的内力计算也采用分层法,考虑到活荷载分布的最不利组合,各层楼面活荷载布置可能有图 4-47 所示的几种组合形式。同样采用弯矩分配法计算,考虑弯矩调幅,并将梁端节点弯矩换算成梁端边弯矩值。其最后弯矩图如图 4-47 所示。(仅表示出标准层在活荷载作用下的弯矩图)

(3) 风荷载作用下的内力计算

风荷载作用下的结构计算简图如图 4—40 所示,内力计算采用 D 值法。

设第 i 层第 j 根柱的 D 值为 D_{ij} , 该层柱总数为 m , 则该柱的剪力按下式计算



$$V_{ij} = \frac{D_{ij}}{\sum_{j=1}^m D_{ij}} V_i$$

反弯点高度比按下式计算:

$$y = y_0 + y_1 + y_3 + y_4$$

反弯点距柱下端的距离为 yh , 距上端的距离为 $(1-y)h$ 。根据各柱分配到的剪力及反

弯点位置 y_h 计算第 i 层第 j 根柱端弯矩为:

$$\text{上端弯矩为 } M_{ij}^u = V_{ij} h (1 - \gamma)$$

$$\text{下端弯矩为 } M_{ij}^d = V_{ij} \gamma h$$

计算结果如表 4—6 和表 4—7 所示。

表 4—6 剪力在各柱间分配(kN)

层号	边柱 D_0 值	中柱 D_0 值	ΣD_0	层间 剪力 V_i	每根边 柱剪力 V_0/kN	每根中 柱剪力 V_0/kN
4	$\bar{K} = \frac{8.68 + 8.68}{7.12 \times 2} = 1.22$ $\alpha = \frac{1.22}{2 + 1.22} = 0.379$ $D = 0.379 \times \frac{12 \times 7.12}{3.2^2} = 3.16$	$\bar{K} = \frac{2 \times (8.68 + 10.67)}{7.12 + 7.12} = 2.72$ $\alpha = \frac{2.72}{2 + 2.72} = 0.58$ $D = 0.576 \times \frac{12 \times 7.12}{3.2^2} = 4.81$	10.64	7.98	1.58	2.41
3	$\bar{K} = \frac{8.68 + 8.68}{7.12 \times 2} = 1.22$ $\alpha = \frac{1.22}{2 + 1.22} = 0.379$ $D = 0.379 \times \frac{12 \times 7.12}{3.2^2} = 3.16$	$\bar{K} = \frac{2 \times (8.68 + 10.67)}{7.12 + 7.12} = 2.72$ $\alpha = \frac{2.72}{2 + 2.72} = 0.58$ $D = 0.576 \times \frac{12 \times 7.12}{3.2^2} = 4.81$	15.94	16.99	3.37	5.13
2	同 3 层	同 3 层	同 3 层	26.00	5.15	7.85
1	$\bar{K} = \frac{8.68}{5.30} = 1.64$ $\alpha = \frac{0.5 + 1.64}{2 + 1.64} = 0.588$ $D = 0.588 \times \frac{12 \times 5.30}{3.8^2} = 2.590$	$\bar{K} = \frac{8.68 + 10.67}{5.30} = 3.65$ $\alpha = \frac{0.5 + 3.65}{2 + 3.65} = 0.735$ $D = 0.735 \times \frac{12 \times 5.30}{3.8^2} = 3.235$	11.65	35.76	7.94	9.94

表 4—7 各柱反弯点及柱端弯矩(kN·m)

层号		V/kN	y_0	y_1	y_2	y_3	y	M_0^u	M_0^d
4	边柱	1.58	0.361	0	0	0	0.361	3.09	1.83
	中柱	2.41	0.436	0	0	0	0.436	4.35	3.36
3	边柱	3.37	0.450	0	0	0	0.450	5.93	4.85
	中柱	5.13	0.486	0	0	0	0.486	8.44	7.98
2	边柱	5.15	0.461	0	0	0	0.461	8.88	7.60
	中柱	7.85	0.500	0	0	0	0.500	12.56	12.56
1	边柱	7.94	0.568	0	0	0	0.568	13.37	17.59
	中柱	9.94	0.550	0	0	0	0.550	17.44	21.32

由柱端弯矩,根据节点平衡计算出梁端弯矩。

边跨外边缘处的梁弯矩为 $M_b = M_{ij}^u + M_{i+1,j}^d$



中间支座处的梁端弯矩为 $M_{ib}^i = (M_{ij}^i + M_{i+1,j}^i) \frac{i_b^i}{i_b^i + i_b^i}$

$$M_{ib}^r = (M_{ij}^r + M_{i+1,j}^r) \frac{i_b^r}{i_b^r + i_b^r}$$

风荷载作用下框架弯矩图如图 4—48 所示, 框架轴力图和剪力图如图 4—49 所示。

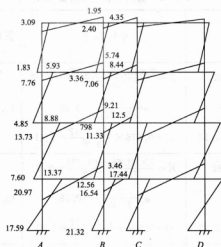


图 4—48 风荷载作用下结构的弯矩图(kN·m)

5. 内力组合

根据内力计算结果, 即可进行框架各梁柱控制截面上的内力组合, 其中梁的控制截面为梁端柱边及跨中。由于对称性, 每层有 5 个控制截面, 柱则分为边柱和中柱, 每个柱每层有两个控制截面, 如图 4—50 所示。以第二层为例, 表 4—8 给出了第二层梁的内力组合过程, 表 4—9 给出了第二层柱的内力组合过程。

表 4—8 二层梁内力组合表

荷载 类型	恒荷载		活荷载								风荷载	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
截面	M	V	M	V	M	V	M	V	M	V	M	V
1	-37.74	76.60	-5.69	11.54	0.10	-0.11	-4.41	11.02	-0.05	-0.05	±13.73	±3.82
2	54.79	—	11.39	—	-0.16	—	11.76	—	0.08	—	±2.29	—
3	-45.16	-79.80	-7.01	-12.07	-0.37	-0.11	-7.67	-12.52	0.20	-0.05	±9.21	±3.82
4	-15.94	8.44	-2.86	0	-0.36	3.03	-4.12	6.02	0.50	-0.03	±11.33	±9.06
5	-15.41	—	-3.57	—	1.30	—	-0.50	—	-0.65	—	0	—

续表

内力组合 截面	1.2×恒+1.4×活			1.2×恒+0.9×(1.4×活+1.4风)			1.2×恒+1.4×风		
	M_{max}	M_{min}	V_{max}	M_{max}	M_{min}	V_{max}	M_{max}	M_{min}	V_{max}
1	—	-53.25	108.08	—	-69.14	111.27	—	-64.51	97.27
2	82.21	—	—	83.45	—	—	68.95	—	—
3	—	-64.93	-113.29	—	-75.46	-116.35	—	-67.09	-101.12
4	—	-24.91	18.56	—	-38.60	29.13	—	-34.99	22.81
5	—	-23.56	—	—	-23.00	—	—	-18.49	—

说明:①梁端弯矩、剪力均为柱边截面内力值;

②弯矩正负值规定:使梁端下部纤维受拉为正;剪力正负值规定:使梁端有顺时针转动趋势为正。

表 4-9 第二层柱内力组合表

柱号	荷载类型 截面	恒荷载		活荷载				风荷载	
			上层传来				上层传来		
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	
A柱	M_1	34.35	—	6.9	6.69	1.64	—	±9.38	
	M_3	38.28	—	6.9	6.83	5.15	—	±8.03	
	N	76.70	289.70	11.55	11.27	-0.06	33.75	±5.44	
B柱	M_1	-28.41	—	-5.64	-4.61	-1.01	—	±13.28	
	M_3	-31.21	—	-5.64	-5.30	-4.10	—	±13.28	
	N	88.24	355.26	12.15	18.66	3.19	55.75	8.30	
柱号	组合类型 截面	内 力 组 合							
		1.2×恒+1.4×活			1.2×恒+0.90×(1.4×活+1.4×风)			1.2×恒+1.4×风	
		N_{max}, M (8)	N_{min}, M (9)	N, M (10)	N_{max}, M (11)	N_{min}, M (12)	N, M (13)	N_{max}, M (14)	N_{min}, M (15)
(1)+(2)+(3)+(6)		(1)+(2)+(5)	(1)+(2)+(4)	(7)+(8)	(7)+(9)	(7)+(10)	(1)+(2)+(7)		
A柱	M_1	50.88	43.52	50.59	60.59	54.33	60.34	28.09	54.35
	M_3	55.55	53.15	55.50	63.70	61.62	63.62	34.69	57.18
	N	503.10	439.60	455.46	500.06	446.08	459.56	447.30	432.06
B柱	M_1	-41.99	-35.51	-40.55	-56.61	-51.10	-55.38	-15.50	-52.68
	M_3	-45.35	-43.19	-44.87	-59.97	-58.13	-59.56	-21.52	-56.04
	N	627.66	536.67	558.32	622.88	545.87	564.28	543.82	520.58

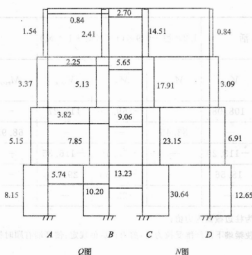


图 4-49 风荷载作用下结构的剪力、轴力图(kN)

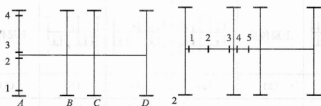


图 4-50 梁、柱控制截面示意图

6. 截面设计

1) 梁的截面设计

以第二层边跨 AB 梁为例,其最不利的内力为:

AB 梁左端支座处 $M = -69.14 \text{ kN} \cdot \text{m}, V = 111.27 \text{ kN};$

AB 梁右端支座处 $M = -75.46 \text{ kN} \cdot \text{m}, V = 116.35 \text{ kN};$

AB 梁跨中 $M = 83.45 \text{ kN} \cdot \text{m}.$

1) 正截面承载力计算

梁的截面尺寸为 $250 \times 500 \text{ mm}$,混凝土强度等级为 C20,纵筋采用 HRB335 级钢筋,箍筋采用 HPB235 级钢筋,取 $h_0 = 500 - 35 = 465 \text{ mm}$ 。

对于 AB 梁左端支座截面处:

按矩形截面梁进行计算。

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{69.14 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 250 \times 465^2} = 0.133$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.133} = 0.144 < \xi_b = 0.550$$

$$A_s = \xi b h_0 \frac{\alpha_1 f_c}{f_y} = 0.144 \times 250 \times 465 \times \frac{1.0 \times 9.6}{300} = 534 \text{ mm}^2$$

A, 选用 4 ϕ 16 ($A_s = 804 \text{ mm}^2$)。

$$\text{最小配筋率验算: } \rho_{\min} = \frac{0.45 f_t}{f_y} = \frac{0.45 \times 1.1}{300} = 0.17\% < 0.2\%$$

取 $\rho_{\min} = 0.2\%$

$A_{s, \min} = \rho_{\min} b h = 0.002\% \times 250 \times 500 = 250 \text{ mm}^2 < 804 \text{ mm}^2$ 。故满足最小配筋率要求。

同理, 对于 AB 梁右端支座截面处计算同上, 计算过程略。A, 选用 4 ϕ 16 ($A_s = 804 \text{ mm}^2$)。

对于 AB 梁跨中截面, 按 T 形截面梁进行计算。

$$b'_f = \frac{l_0}{3} = \frac{6000}{3} = 2000 \text{ mm} < b + s_n = 250 + 3900 - 250 = 3900 \text{ mm}, \text{ 又因 } h'_f/h_0 = 100/465 = 0.21 > 0.1, \text{ 故取 } b'_f = 2000 \text{ mm}.$$

$$\alpha_1 f_c b'_f h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 9.6 \times 2000 \times 100 \times \left(465 - \frac{100}{2} \right) = 796.8 \text{ kN} \cdot \text{m} > M = 83.45 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

故属于第一类 T 形截面。

$$\alpha_s = \frac{M}{\alpha_1 f_c b h_0^2} = \frac{83.45 \times 10^6}{1.0 \times 9.6 \times 2000 \times 465^2} = 0.02$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_s} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.020} = 0.02 < \xi_b = 0.550$$

$$A_s = \xi b'_f h_0 \frac{f_c}{f_y} = 0.02 \times 2000 \times 465 \times \frac{9.6}{300} = 604 \text{ mm}^2$$

A, 选用 3 ϕ 16 ($A_s = 603 \text{ mm}^2$)。

2) 斜截面承载力计算

取较大剪力设计值

$$V = -116.35 \text{ kN}.$$

A. 验算截面尺寸: $h_w/h_0 = 465/250 = 1.86 < 4$

$0.25 \beta_c f_c b h_0 = 0.25 \times 1.0 \times 9.6 \times 250 \times 465 = 279 \text{ kN} > 116.35 \text{ kN}$, 故截面满足要求。

验算是否需要按计算配置箍筋:

$0.7 f_t b h_0 = 0.7 \times 1.10 \times 250 \times 465 = 89.5 \text{ kN} < V = 116.35 \text{ kN}$, 故需要按计算配置箍筋。

若选用箍筋为 $\phi 8 @ 200$, 则

$$0.7 f_t b h_0 + 1.25 f_{yy} \frac{A_{sv}}{s} h_0 = 0.7 \times 1.10 \times 250 \times 465 + 1.25 \times 210 \times \frac{2 \times 50.3}{200} \times 465 =$$

$$150.91 \text{ kN} > V = 110.61 \text{ kN}$$

故斜截面承载力满足要求。

验算配箍率:

$$\rho_{sv} = \frac{n A_{sv}}{b s} = \frac{2 \times 50.3}{250 \times 200} = 0.201\% > \rho_{sv, \min} = 0.24 \frac{f_t}{f_y} = 0.24 \times \frac{1.1}{210} = 0.126\%$$

故配箍率满足要求。

2) 柱的设计

以第二层③轴线柱为例。其最不利内力为:

$$A_4: M = 60.59 \text{ kN} \cdot \text{m}, V = 500.06 \text{ kN}$$

$$A_3: M = 63.70 \text{ kN} \cdot \text{m}, V = 500.06 \text{ kN}$$

柱的截面尺寸为 $300 \times 450 \text{ mm}$, 混凝土强度等级为 C20, 纵筋采用 HRB335 级钢筋, 箍



筋采用 HPB235 级钢筋,取 $h_0 = 500 - 35 = 465 \text{ mm}$ 。

①正截面承载力计算

柱的计算长度 $l_0 = 1.25H = 1.25 \times 3.2 = 4 \text{ m}$

$$\text{柱端 } A_1: e_0 = \frac{M}{N} = \frac{60.59 \times 10^6}{500.06 \times 10^3} = 121 \text{ mm}$$

$$e_s = \frac{450}{30} = 15 \text{ mm} < 20 \text{ mm}, \text{取 } e_s = 20 \text{ mm}$$

$$e_i = e_0 + e_s = 121 + 20 = 141 \text{ mm}$$

$$\zeta_1 = 0.2 + 2.7 \frac{e_i}{h_0} = 0.2 + 2.7 \times \frac{141}{415} = 1.21 > 1, \text{取 } \zeta_1 = 1.0$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{4000}{500} = 8.89 < 15, \text{取 } \zeta_2 = 1.0$$

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400} \frac{e_i}{h_0} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400} \frac{141}{415} \cdot 8.89^2 \times 1 \times 1 = 1.17$$

采用对称配筋

$$x = \frac{N}{\alpha_1 f_c b} = \frac{500.06 \times 10^3}{1.0 \times 9.6 \times 300} = 173.6 \text{ mm} < \xi_b h_0 = 0.550 \times (450 - 35) = 228.25 \text{ mm}, \text{故按}$$

大偏心受压构件计算。

$$x = 174 > 2a'_s = 2 \times 35 = 70 \text{ mm}$$

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 1.17 \times 141 + \frac{450}{2} - 35 = 355 \text{ mm}$$

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot e - \alpha_1 f_c b (h_0 - \frac{x}{2})}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{500.06 \times 10^3 \times 355 - 1.0 \times 9.6 \times 300 \times 173.6 \times \left(415 - \frac{173.6}{2} \right)}{300 \times (415 - 35)} = 117.82 \text{ mm}^2$$

A_s 和 A'_s 分别选选用 2 $\Phi 16$ 。

$A_s = 402 \text{ mm}^2 > \rho_{\min} b h = 0.002 \times 300 \times 450 = 270 \text{ mm}^2$ 。故满足要求。

柱端 A_2 : 计算公式同上, 计算过程略。 A_s 和 A'_s 分别选用 2 $\Phi 16$ ($A_s = 402 \text{ mm}^2$)。

②斜截面承载力计算

$$V_{A_1} = \frac{M_{A_2} + M_{A_4} + \frac{1}{2} q H^2}{H} = 43.3 \text{ kN} \quad V_{A_2} = \frac{M_{A_1} + M_{A_3} - \frac{1}{2} q H^2}{H} = 34.4 \text{ kN}$$

由《规范》得 $\lambda = \frac{H_n}{2h_0} = \frac{3200}{2 \times 415} = 3.86 > 3$, 故取 $\lambda = 3$

$N = 500.06 \text{ kN} > 0.3 f_c A = 0.30 \times 9.6 \times 300 \times 450 = 388.80 \text{ kN}$, 故取 $N = 388.80 \text{ kN}$ 。

$$V = 43.3 \text{ kN} < \frac{1.75}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 + 0.07 N = \frac{1.75}{3 + 1.0} \times 1.10 \times 300 \times 450 + 0.07 \times 388.8 \times 10$$

$$= 87.13 \text{ kN}$$

故可按构造要求配置箍筋, 配箍筋为 $\Phi 8 @ 200$ 。

其他梁、柱截面设计同上, 此处从略。③轴框梁配筋图如图 4-50 所示。

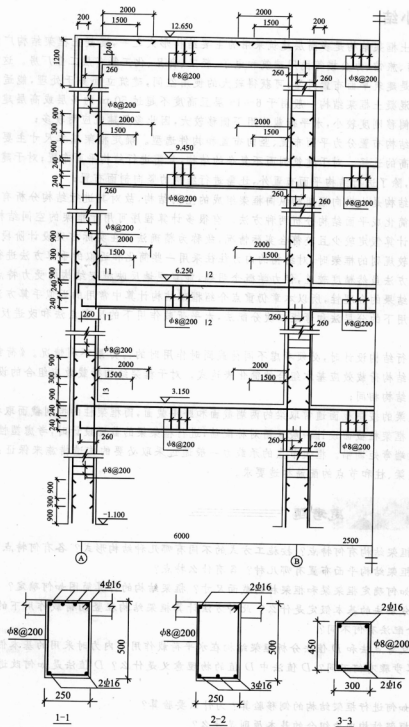


图 4—51 ③轴框架配筋图



本章小结

①混凝土框架结构是多高层建筑采用的主要结构形式之一,混凝土框架结构广泛应用于住宅、商店、旅馆、办公楼等民用建筑和电子、轻工、食品、化工等多层工业厂房。这种结构体系的优点是建筑平面布置灵活,可获得较大的使用空间,建筑立面易于处理,能适应不同房屋造型。混凝土框架结构一般用于6~15层且高度不超过50m的多层或高层建筑。由于框架结构侧移刚度较小,水平荷载作用下侧移较大,因此多层建筑应用较多;

②框架结构布置分为平面布置、竖向布置和构件选型。确定框架基本尺寸主要是柱网的布置和层高的选择。对于建筑剖面不复杂的结构,只需进行结构平面布置;对于建筑剖面复杂的结构,除了进行结构平面布置外,还需进行结构的竖向剖面布置;

③框架结构是由横向框架和纵向框架组成的空间结构,故对其进行结构分析有按空间结构分析和简化成平面结构分析两种方法。有很多计算程序可用于框架的空间结构分析,由于此方法计算假定较少且较符合实际情况,故称为精确法。在实际方案设计阶段或设计层数不多且较规则的框架时,对结构的内力往往采用一些简化和近似的手算方法进行分析。近似的手算方法虽然精度较差,但力学概念明确,能直观地反映框架结构的受力特点,从而可判断电算结果的合理性,所以本章仍重点介绍框架结构计算中常用的近似手算方法,包括竖向荷载作用下的分层法和弯矩二次分配法,水平荷载作用下的反弯点法和改进反弯点法(D值法);

④在进行结构设计时,必须考虑不同荷载同时作用时的内力最不利情况。《荷载规范》规定了框架结构荷载效应基本组合的简化表达式。对于框架结构荷载效应组合的设计值S计算与排架结构相同;

⑤框架梁的控制截面通常取梁的两端截面和跨中截面,而框架柱的控制截面取柱的上、下端截面。框架柱截面设计一般采用对称配筋;进行框架梁的截面设计时,考虑塑性内力重分布进行梁端弯矩调幅。框架节点的承载力一般通过采取必要的构造措施来保证;设计时应重视框架梁、柱和节点的配筋构造要求。



思考题

- 4.1 框架结构有何特点?按施工方式的不同有哪几种结构形式?各有何特点?
- 4.2 框架结构平面布置有哪几种?各有什么特点?
- 4.3 如何确定框架梁和框架柱的截面尺寸?框架结构的计算简图如何确定?
- 4.4 分层法的基本假定是什么?此种方法计算框架结构在竖向荷载作用下的内力与弯矩二次分配法有何不同?
- 4.5 反弯点法和D值法分析框架结构在水平荷载作用下内力时采用的基本假定有何不同?计算步骤有何不同?D值法中D值的物理意义是什么?D值法是如何改进了反弯点法?
- 4.6 如何进行框架结构的侧移验算?为什么要验算?
- 4.7 框架结构内力组合的基本原则是什么?
- 4.8 现浇混凝土框架结构节点的主要构造措施有哪些?

附 表

附表 1 等截面等跨连续梁在常用荷载作用下的内力系数表

1. 在均布及三角形荷载作用下:

 $M = \text{表中系数} \times ql^2$; $V = \text{表中系数} \times ql$ 。

2. 在集中荷载作用下:

 $M = \text{表中系数} \times pl$; $V = \text{表中系数} \times P$ 。

3. 内力正负号规定:

 M ——使截面上部受压、下部受拉为正; V ——对邻近截面所产生的力矩沿顺时针方向者为正。

4. 符号说明:

 V^l, V^r ——支座截面左侧、右侧的剪力。

附表 1-1 两跨梁

荷载图	跨内最大弯矩		支座弯矩	剪 力		
	M_1	M_2	M_B	V_A	V_B^l V_B^r	V_c
	0.070	0.0703	-0.125	0.375	-0.625 0.625	-0.375
	0.096	—	-0.063	0.437	-0.563 0.063	0.063
	0.048	0.048	-0.078	0.172	-0.328 0.328	-0.172
	0.064	—	-0.039	0.211	-0.289 0.039	0.039
	0.156	0.156	-0.188	0.312	-0.688 0.688	-0.312
	0.203	—	-0.094	0.406	-0.594 0.094	0.094
	0.222	0.222	-0.333	0.667	-1.333 1.333	-0.667
	0.278	—	-0.167	0.833	-1.167 0.167	0.167

附表 1-2 三跨梁

荷载图	跨内最大弯矩		支座弯矩		剪 力			
	M_1	M_2	M_B	M_C	V_A	V_B^- V_B^+	V_C^- V_C^+	V_D
	0.080	0.025	-0.100	-0.100	0.400	-0.600 0.500	-0.500 0.600	-0.400
	0.101	—	-0.050	-0.050	0.450	-0.550 0	0 0.550	-0.450
	—	0.075	-0.050	-0.050	0.050	-0.050 0.500	-0.500 0.050	0.050
	0.073	0.054	-0.117	-0.033	0.383	-0.617 0.583	-0.417 -0.033	0.033
	0.094	—	-0.067	0.017	0.433	-0.567 0.083	0.083 -0.017	-0.017
	0.054	0.021	-0.063	-0.063	0.183	-0.313 0.250	-0.250 0.313	-0.188
	0.068	—	-0.031	-0.031	0.219	-0.281 0	0 0.281	-0.219
	—	0.052	-0.031	-0.031	0.031	-0.031 0.250	-0.250 0.031	0.031
	0.050	0.038	-0.073	-0.021	0.177	-0.323 0.302	-0.198 0.021	0.021
	0.063	—	-0.042	0.010	0.208	-0.292 0.052	0.052 -0.010	-0.010
	0.175	0.100	-0.150	-0.150	0.350	-0.650 0.500	-0.500 0.650	-0.350
	0.213	—	-0.075	-0.075	0.425	-0.575 0	0 0.575	-0.425
	—	0.175	-0.075	-0.075	-0.075	-0.075 0.500	-0.500 0.075	0.075

续表

荷载图	跨内最大弯矩		支座弯矩		剪力			
	M_1	M_2	M_B	M_C	V_A	V_B^+ V_B^-	V_C^+ V_C^-	V_D
	0.162	0.137	-0.175	-0.050	0.325	-0.675 0.625	-0.375 0.050	0.050
	0.200	—	-0.100	0.025	0.400	-0.600 0.125	-0.125 -0.025	-0.025
	0.244	0.067	-0.267	0.267	0.733	-1.267 1.000	-1.000 1.267	-0.733
	0.289	—	0.133	-0.133	0.866	-1.134 0	0 1.134	-0.866
	—	0.200	-0.133	0.133	-0.133	-0.133 1.000	-1.000 0.133	0.133
	0.229	0.170	-0.311	-0.089	0.689	-1.311 1.222	-0.778 0.089	0.089
	0.274	—	0.178	0.044	0.822	-1.178 0.222	0.222 -0.044	-0.044


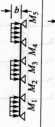

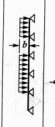

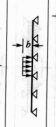
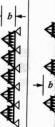
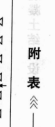

附表 1-3 四跨梁

荷载图	跨内最大弯矩				支座弯矩			剪力				
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_B	M_C	M_D	V_A	V_B^+ V_B^-	V_C^+ V_C^-	V_D^+ V_D^-	V_E
	0.077	0.036	0.036	0.077	-0.107	-0.071	-0.107	0.393	-0.607 0.536	-0.464 0.464	-0.536 0.607	-0.393
	0.100	—	0.081	—	-0.054	-0.036	-0.054	-0.446	-0.554 0.018	0.018 0.482	-0.518 0.054	0.054
	0.072	0.061	—	0.098	-0.121	-0.018	-0.058	0.380	-0.620 0.603	-0.397 -0.040	-0.040 0.558	-0.442
	—	0.056	0.056	—	-0.036	-0.107	-0.036	-0.036	-0.036 0.429	-0.571 0.071	-0.429 0.036	0.036
	0.094	—	—	—	-0.067	0.018	-0.004	0.433	-0.567 0.085	0.085 -0.022	0.022 0.004	0.004
	—	0.071	—	—	-0.049	-0.054	0.013	-0.049	-0.049 0.496	-0.504 0.067	0.067 -0.013	-0.013
	0.052	0.028	0.028	0.052	-0.067	-0.045	-0.067	0.183	-0.317 0.272	-0.228 0.228	-0.272 0.317	-0.183



荷载图	跨内最大弯矩				支座弯矩			剪力				
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_B	M_C	M_D	V_A	V_B^+ V_B^-	V_C^+ V_C^-	V_D^+ V_D^-	V_F
	0.067	—	0.055	—	-0.034	-0.022	-0.034	0.217	-0.284 0.011	0.011 0.239	-0.261 0.034	0.034
	0.049	0.042	—	0.066	-0.075	-0.01	-0.036	0.175	-0.325 0.314	-0.186 0.025	-0.025 0.286	-0.214
	—	0.040	0.040	—	-0.022	-0.067	-0.022	-0.022	-0.022 0.205	-0.295 0.295	-0.205 0.022	0.022
	0.063	—	—	—	-0.042	0.011	-0.003	0.208	-0.292 0.053	0.053 -0.014	-0.014 0.003	0.003
	—	0.051	—	—	-0.031	-0.034	0.008	-0.031	-0.031 0.247	-0.253 0.042	0.042 -0.008	-0.008
	0.169	0.116	0.116	0.169	-0.161	-0.107	-0.161	0.339	-0.661 0.554	-0.446 0.446	-0.554 0.661	-0.339
	0.210	—	0.183	—	-0.080	0.054	-0.080	0.420	-0.580 0.027	0.027 0.473	-0.527 0.080	0.080
	0.159	0.146	—	0.206	-0.181	-0.027	-0.087	0.319	-0.681 0.654	-0.346 -0.060	-0.060 0.587	-0.413
	—	0.142	0.142	—	-0.054	-0.161	-0.054	0.054	-0.054 0.393	-0.607 0.607	-0.393 -0.054	0.054
	0.200	—	—	—	-0.100	0.027	-0.007	0.400	-0.600 0.127	0.127 -0.033	-0.033 0.007	0.007
	—	0.173	—	—	-0.074	-0.080	0.020	-0.074	-0.074 0.493	-0.507 0.100	0.100 -0.020	-0.020
	0.238	0.111	0.111	0.238	-0.286	-0.191	-0.286	0.714	1.286 1.095	-0.905 0.905	-1.095 1.286	-0.714
	0.286	—	0.222	—	-0.143	-0.095	-0.143	0.857	-1.143 0.048	0.048 0.952	-1.048 0.143	0.143
	0.226	0.194	—	0.282	0.321	-0.048	-0.155	0.679	-1.321 1.274	-0.726 -0.107	-0.107 1.155	-0.845
	—	0.175	0.175	—	-0.095	-0.286	-0.095	-0.095	0.095 0.810	-1.190 1.190	-0.810 0.095	0.095
	0.274	—	—	—	-0.178	0.048	-0.012	0.822	-1.178 0.226	0.226 -0.060	-0.060 0.012	0.012
	—	0.198	—	—	-0.131	-0.143	0.036	-0.131	-0.131 0.988	-1.012 0.178	0.178 -0.036	-0.036

附表 1-4 五跨梁

荷载图	跨内最大弯矩			支座弯矩			剪力					
	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6	V_1^+ V_1^-	V_2^+ V_2^-	V_3^+ V_3^-	V_4^+ V_4^-	V_5^+ V_5^-	V_6^+ V_6^-
	0.078	0.033	0.046	-0.105	-0.079	-0.079	-0.606 0.526	-0.474 0.500	-0.500 0.474	-0.526 0.606	-0.394	
	0.100	—	0.085	-0.053	-0.040	-0.040	-0.553 0.013	0.013 0.500	-0.500 -0.013	-0.013 0.553	-0.447	
	—	0.079	—	-0.053	-0.040	-0.040	-0.053 0.513	-0.487 0	0 0.487	-0.513 0.053	0.053	
	0.073	$\frac{0.059}{0.078}$	—	-0.119	-0.022	-0.044	-0.620 0.598	-0.402 -0.023	-0.023 0.493	-0.507 0.052	0.052	
	$\frac{0.098}{0.098}$	0.055	0.064	-0.035	-0.111	-0.020	0.035 0.424	0.576 0.591	-0.409 -0.037	-0.037 0.557	-0.443	
	0.094	—	—	-0.067	0.018	-0.005	0.567 0.085	0.085 0.023	0.023 0.006	0.006 -0.001	0.001	
	—	0.074	—	-0.049	-0.054	0.014	-0.049 0.495	-0.505 0.068	0.068 -0.018	-0.018 0.004	0.004	
	—	—	0.072	0.013	0.053	0.053	0.013 -0.066	-0.066 0.500	-0.500 0.066	0.066 -0.013	0.013	
	0.053	0.026	0.034	-0.066	-0.049	0.049	-0.316 0.266	-0.234 0.250	-0.250 0.234	-0.266 0.316	0.184	
	0.067	—	0.059	-0.033	-0.025	-0.025	0.283 -0.008	0.008 0.250	-0.250 -0.008	-0.008 0.283	0.217	



续表

荷载图	跨内最大弯矩			支座弯矩			剪力			力			V_F
	M_1	M_2	M_3	M_B	M_C	M_D	M_K	V_A	V_B' V_B	V_C' V_C	V_D' V_D	V_E' V_E	
	—	0.055	—	-0.033	-0.025	-0.025	-0.033	0.033	-0.033 0.258	-0.242 0	0	-0.258 0.033	0.033
	0.049	$\frac{20.041}{0.053}$	—	-0.075	-0.014	-0.028	-0.032	0.175	0.325 0.311	-0.189 -0.014	-0.014	-0.255 0.032	0.032
	$\frac{1}{0.086}$	0.039	0.044	-0.022	-0.070	-0.013	-0.036	-0.022	-0.022 0.202	-0.298 0.307	-0.193 -0.023	-0.023 0.286	-0.214
	0.063	—	—	0.042	0.011	-0.003	0.001	0.208	-0.292 0.053	0.053 -0.014	-0.014	0.004 -0.001	-0.001
	—	0.051	—	-0.031	-0.034	0.009	-0.002	-0.031	-0.031 0.247	-0.253 0.043	-0.011	-0.011 0.002	0.002
	—	—	0.050	0.008	-0.033	-0.033	0.008	0.008	0.008 -0.041	-0.041 0.250	-0.250	0.041 -0.008	-0.008
	0.171	0.112	0.132	-0.158	-0.118	-0.118	-0.158	0.342	-0.558 0.540	-0.460 0.500	-0.500	-0.540 0.658	-0.342
	0.211	—	0.191	-0.079	-0.059	-0.059	-0.079	0.421	-0.579 0.020	0.020 0.500	-0.500	-0.020 0.579	-0.421
	—	0.181	—	-0.079	-0.059	-0.059	-0.079	-0.079	-0.079 0.520	-0.480 0	0	-0.520 0.079	0.079
	0.160	$\frac{20.141}{0.178}$	—	-0.179	-0.032	-0.066	-0.077	0.321	-0.679 0.647	-0.353 -0.034	-0.034	-0.511 0.077	0.077
	$\frac{1}{0.207}$	0.140	0.151	-0.052	-0.167	-0.031	-0.086	-0.052	-0.052 0.385	-0.615 0.637	-0.363	-0.056 0.586	-0.414

续表

荷载图	跨内最大弯矩			支座弯矩				剪力					
	M_1	M_2	M_3	M_A	M_B	M_C	M_D	M_K	V_A	V_A^1 V_B^1	V_C^1 V_C^2	V_D^1 V_D^2	V_E^1 V_E^2
	0.200	—	—	—	—	0.027	-0.007	0.002	0.400	-0.600 0.127	0.127 -0.031	-0.034 0.009	0.009 -0.002
	—	0.173	—	—	—	-0.073	0.022	-0.005	-0.073	-0.073 0.493	-0.507 0.102	0.102 -0.027	0.027 0.005
	—	—	0.171	—	—	0.020	-0.079	0.020	0.020	0.020 -0.099	-0.099 0.500	-0.500 0.099	0.099 -0.020
	0.240	0.100	0.122	—	—	-0.281	0.211	0.281	0.719	-1.281 1.070	-0.930 1.000	-1.000 0.930	1.070 1.281
	0.287	—	0.228	—	—	-0.140	-0.105	-0.140	0.860	-1.140 0.035	0.035 1.000	1.000 -0.035	-0.035 1.140
	—	0.216	—	—	—	-0.140	-0.105	-0.140	-0.140	-0.140 1.035	-0.965 0	0.000 0.965	-1.035 0.140
	0.227	②0.189 0.209	—	—	—	-0.319	-0.057	-0.137	0.681	-0.319 1.262	-0.738 -0.061	-0.061 0.981	-1.019 0.137
	①— 0.282	0.172	0.198	—	—	-0.093	-0.297	-0.153	-0.093	-0.093 0.796	-1.204 1.243	-0.757 0.099	-0.099 1.153
	0.274	—	—	—	—	-0.179	0.048	0.003	0.821	-1.179 0.227	0.227 -0.061	-0.061 0.016	-0.016 -0.003
	—	0.198	—	—	—	-0.131	-0.144	-0.010	-0.131	-0.131 0.987	-1.013 0.182	0.182 -0.048	-0.048 0.010
	—	—	0.193	—	—	-0.035	-0.140	0.035	0.035	0.035 -0.175	-0.175 1.000	-1.000 0.175	0.175 -0.035

表中:①分子及分母分别为 M_1 及 M_2 的弯矩系数;②分子及分母分别为 M_2 及 M_1 的弯矩系数。



附表 2 双向板弯矩、挠度计算系数表

符 号 说 明

$$B_c = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)} \text{ 刚度;}$$

式中及表中 E ——弹性模量;

h ——板厚;

μ ——泊桑比;

$f, f_{\text{in},x}$ ——分别为板中心点的挠度和最大挠度;

f_{01}, f_{02} ——分别为平行于 l_{01} 和 l_{02} 方向自由边的中点挠度;

$m_{01}, m_{01, \text{in},x}$ ——分别为平行于 l_{01} 方向板中心点单位板宽内的弯矩和板跨内最大弯矩;

$m_{02}, m_{02, \text{in},x}$ ——分别为平行于 l_{02} 方向板中心点单位板宽内的弯矩和板跨内最大弯矩;

m_{a1}, m_{01} ——分别为平行于 l_{01} 和 l_{02} 方向自由边的中点单位板宽内的弯矩;

m'_1 ——固定边中点沿 l_{01} 方向单位板宽内的弯矩;

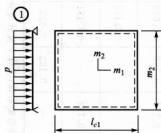
m'_2 ——固定边中点沿 l_{02} 方向单位板宽内的弯矩;

||||| 代表固定边; ===== 代表简支边;

正负号的规定:

弯矩——使板的受荷面受压者为正;

挠度——变位方向与荷载方向相同者为正。



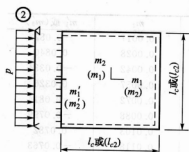
挠度: 表中系数 $\times \frac{p l_0^2}{B_c}$;

y, C , 弯矩 = 表中系数 $\times p l_0$;

这里 $l_{01} < l_{02}$ 。

附表 2-1 四边简支

l_{01}/l_{02}	f	m_1	m_2	l_{01}/l_{02}	f	m_1	m_2
0.50	0.01013	0.0965	0.0174	0.80	0.00603	0.0551	0.0334
0.55	0.00940	0.0892	0.0210	0.85	0.00547	0.0506	0.0348
0.60	0.00867	0.0820	0.0212	0.90	0.00495	0.0456	0.0338
0.65	0.00796	0.0750	0.0271	0.95	0.00440	0.0410	0.0364
0.70	0.00727	0.0683	0.0296	1.00	0.00406	0.0368	0.0368
0.75	0.00663	0.0820	0.0317				



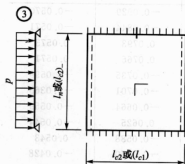
挠度:表中系数 $\times \frac{p l_{c1}^4}{B_c}$;

y, C , 弯矩=表中系数 $\times p l_{c2}$;

这里 $l_{c1} < l_{c2}$ 。

附表 2-2 三边简支、一边固定

l_{c1}/l_{c2}	(l_{c1}/l_{c2})	f	f_{max}	m_1	m_{1max}	m_2	m_{2max}	m'_1 或 (m'_1)
0.50		0.00488	0.00504	0.0583	0.0646	0.0060	0.0063	0.1212
0.55		0.00471	0.00492	0.0563	0.0618	0.0081	0.0087	-0.1187
0.60		0.00453	0.00472	0.0539	0.0589	0.0101	0.0111	0.1158
0.65		0.00432	0.00448	0.0513	0.0559	0.0126	0.0033	-0.1124
0.70		0.00410	0.00422	0.0485	0.0529	0.0148	0.0154	0.1087
0.75		0.00688	0.00399	0.0457	0.0498	0.0168	0.0174	-0.1048
0.80		0.00365	0.00376	0.0428	0.0463	0.0187	0.0193	0.1607
0.85		0.00343	0.00352	0.0400	0.0431	0.0204	0.0211	-0.0955
0.90		0.00321	0.00339	0.0372	0.0400	0.0216	0.0226	0.0522
0.95		0.00299	0.00306	0.0344	0.0369	0.0232	0.0239	-0.380
1.00	1.00	0.00270	0.00285	0.0319	0.0340	0.0243	0.0249	0.0839
	0.95	0.00316	0.00324	0.0324	0.0346	0.0230	0.0287	-0.0882
	0.90	0.00360	0.00368	0.0328	0.0347	0.0322	0.0330	0.0926
	0.85	0.00409	0.00417	0.0329	0.0347	0.0370	0.0378	-0.0976
	0.80	0.00464	0.00473	0.0326	0.0343	0.0424	0.0433	0.1014
	0.75	0.00526	0.00536	0.0319	0.0336	0.0485	0.0464	-0.1066
	0.70	0.00595	0.00605	0.0308	0.0323	0.0553	0.0502	-0.1096
	0.65	0.00670	0.00680	0.0292	0.0306	0.0627	0.0637	-0.1133
	0.60	0.00752	0.00762	0.0288	0.0289	0.0707	0.0717	0.1166
	0.55	0.00838	0.00848	0.0239	0.0271	0.0792	0.0801	-0.1193
	0.50	0.00927	0.00935	0.0205	0.0240	0.0880	0.0988	0.1215



挠度:表中系数 $\times \frac{p l_{c1}^4}{B_c}$ (或 $\times \frac{p (l_M)^4}{B_c}$)

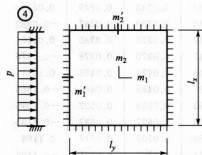
$v=0$, 弯矩=表中系数 $\times p l_{c1}$ (或 $\times p (l_{c1})^1$);

这里 $l_{c1} < l_{c2}$, $(l_A) < (l_{c2})$



附表 2-3 对边简支、对边固定

l_{01}/l_{02}	$(l_{01})/(l_{02})$	l	m_1	m_2	m'_1 或 m'_2
0.50		0.00261	0.0416	0.0017	-0.0823
0.55		0.00260	0.0410	0.0028	0.0840
0.60		0.00255	0.0402	0.0042	-0.0334
0.65		0.00250	0.0802	0.0057	0.0326
0.70		0.00243	0.0379	0.0072	-0.0814
0.75		0.00236	0.0366	0.0088	-0.0799
0.80		0.00228	0.0351	0.0103	0.0782
0.85		0.00220	0.0335	0.0118	-0.0763
0.90		0.00211	0.0319	0.0133	-0.0743
0.95		0.00201	0.0302	0.0140	-0.0721
1.00	1.00	0.00192	0.0285	0.0158	-0.0698
	0.95	0.00223	0.0296	0.0144	-0.0745
	0.90	0.00260	0.0306	0.0224	-0.0707
	0.85	0.00306	0.0314	0.0266	-0.0850
	0.80	0.00354	0.0319	0.0316	-0.0904
	0.75	0.00413	0.0321	0.0374	0.0959
	0.70	0.00482	0.0318	0.0441	0.1013
	0.65	0.00560	0.0308	0.0518	-0.1095
	0.60	0.00647	0.0292	0.0604	-0.1414
	0.55	0.00743	0.0267	0.0598	-0.1456
	0.50	0.00844	0.0234	0.0798	-0.1191



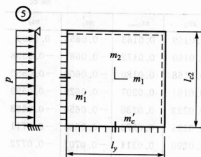
挠度: 表中系数 $\times \frac{p l_1^3}{B_c}$

$v=0$, 弯矩 = 表中系数 $\times p l_{01}$

这里 $l_{01} < l_{02}$

附表 2-4 四边固定

l_{01}/l_{02}	f	m_1	m_2	m'_1	m'_2
0.50	0.00253	0.0400	0.0038	-0.0929	-0.0570
0.55	0.00246	0.0385	0.0056	-0.0844	-0.0571
0.60	0.00236	0.0367	0.0076	0.0793	0.0573
0.65	0.00224	0.0345	0.0055	0.0766	0.0571
0.70	0.00211	0.0321	0.0113	-0.0735	-0.0599
0.75	0.00197	0.0296	0.0130	-0.0701	-0.0365
0.80	0.00132	0.0271	0.0144	-0.0664	-0.0559
0.85	0.00158	0.0221	0.0156	0.0625	-0.0544
0.90	0.00153	0.0221	0.0165	-0.0588	0.0543
0.95	0.00140	0.0198	0.0172	-0.0550	-0.0428
1.00	0.00127	0.0176	0.0176	0.0518	-0.0513



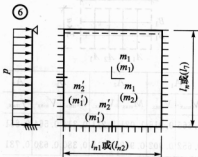
挠度: 表中系数 $\times \frac{p l_1^3}{B_c}$

$v=0$, 弯矩=表中系数 $\times p l_1$

这里 $l_{01} < l_{02}$

附表 2-5 邻边简支、邻边固定

l_{01}/l_{02}	f	f_{max}	m_1	m_{1max}	m_2	m_{2max}	m_1'	m_2'
0.50	0.00468	0.00471	0.0559	0.0562	0.0079	0.0135	-0.1179	-0.0798
0.55	0.00445	0.00454	0.0529	0.0530	0.0104	0.0153	-0.1140	0.0785
0.60	0.00419	0.00429	0.0196	0.0496	0.0129	0.0169	0.1435	-0.0782
0.65	0.00391	0.00399	0.0461	0.0465	0.0151	0.0183	-0.1045	0.0779
0.70	0.00363	0.00368	0.0426	0.0432	0.0172	0.0195	-0.0992	-0.0770
0.75	0.00335	0.00340	0.0350	0.0396	0.0180	0.0206	-0.0938	0.0766
0.80	0.00308	0.00313	0.0355	0.0361	0.0204	0.0218	-0.0883	-0.0748
0.85	0.00261	0.00286	0.0322	0.0328	0.0215	0.0229	-0.0829	0.0733
0.90	0.00256	0.00261	0.0291	0.0297	0.0224	0.0238	-0.0776	-0.0716
0.95	0.00238	0.00237	0.0261	0.0267	0.0230	0.0244	-0.0726	0.0699
1.00	0.00210	0.00215	0.0234	0.0240	0.0234	0.0249	0.0677	-0.0677



挠度: 表中系数 $\times p l_2^3$ (或 $\times p (l_{01})^3$)

$v=0$, 弯矩=表中系数 $\times p l_1$ (或 $\times p (l_{01})$)

这里 $l_{01} < l_{02}$, $(l_{01}) < (l_{02})$

附表 2-6 三边固定、一边简支

l_{01}/l_{02}	$(l_{01})/(l_{02})$	f	f_{max}	m_1	m_{1max}	m_2	m_{2max}	m_1'	m_2'
0.50		0.00527	0.00258	0.0408	0.0409	0.0028	0.0080	-0.0836	-0.0569
0.55		0.00252	0.00255	0.0398	0.0399	0.0042	0.0093	-0.0827	-0.0579
0.60		0.00245	0.00249	0.0384	0.0386	0.0058	0.0106	0.0814	-0.0673
0.65		0.00237	0.00240	0.0368	0.0371	0.0076	0.0116	-0.0796	-0.0572
0.70		0.00227	0.00229	0.0350	0.0354	0.0093	0.0127	-0.0774	-0.0572
0.75		0.00216	0.00219	0.0331	0.0385	0.0109	0.0137	-0.0750	-0.0572
0.80		0.00205	0.00208	0.0310	0.0314	0.0184	0.0147	-0.0722	-0.0570
0.85		0.00193	0.00196	0.0289	0.0293	0.0138	0.0155	-0.0693	-0.0567



续表

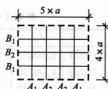
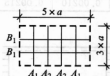
l_{01}/l_{02}	$(l_{01})/(l_{02})$	f	f_{max}	m_1	m_{1max}	m_2	m_{2max}	m'_1	m'_2
0.90		0.00181	0.00284	0.0268	0.0273	0.0159	0.0163	-0.0653	0.0563
0.95		0.00169	0.00178	0.0247	0.0252	0.0160	0.0172	-0.0681	-0.9558
1.00	1.00	0.00157	0.00150	0.0227	0.0231	0.0168	0.0180	-0.0600	-0.0550
	0.95	0.00178	0.00182	0.0229	0.0234	0.0194	0.0207	-0.0629	-0.0599
	0.90	0.00201	0.00206	0.0228	0.0234	0.0223	0.0238	-0.0656	-0.0653
	0.85	0.00227	0.00233	0.0225	0.0231	0.0255	0.0273	-0.0683	-0.0711
	0.80	0.00256	0.00262	0.0219	0.0224	0.0290	0.0311	-0.0707	-0.0772
	0.75	0.00286	0.00294	0.0208	0.0214	0.0329	0.0354	-0.0729	-0.0837
	0.70	0.00319	0.00327	0.0194	0.0200	0.0370	0.0400	-0.0748	0.0903
	0.65	0.00352	0.00365	0.0175	0.0182	0.0412	0.0446	-0.0762	0.0970
	0.60	0.00386	0.00403	0.0153	0.0160	0.0454	0.0493	-0.0773	-0.1033
	0.55	0.00419	0.00437	0.0127	0.0133	0.0496	0.0541	-0.0780	-0.1093
	0.50	0.00449	0.00463	0.0099	0.0103	0.0534	0.0588	-0.0784	0.1146

附表3 井式梁内力计算表

附表3-1 单跨周边简支

均布荷载(1)

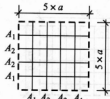
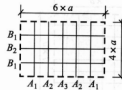
$\frac{I_1}{I}$	A_1			A_1			A_2			B_1			A_2			B_1			A_2		
	M_{max}	V_{max}	f_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}
0.0	0.500	0.750	0.417	0.654	0.904	0.908	1.158	0.438	0.642	0.757	0.665	0.915	1.021	1.271	0.314	0.564	0.851				
0.8	0.500	0.750	0.382	0.635	0.885	0.862	1.112	0.434	0.684	0.684	0.652	0.902	0.968	1.218	0.380	0.630	0.781				



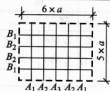
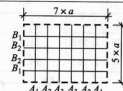
$\frac{I_1}{I}$	A_1		A_2		A_2	A_1		A_2		B_1		B_2		A_2
	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}
0.0	0.828	0.914	1.172	1.172	1.898	1.020	1.049	1.637	1.498	0.706	0.814	1.000	1.029	2.612
0.8	0.715	0.919	1.004	1.163	1.643	0.889	1.031	1.407	1.434	0.636	0.866	0.896	1.090	2.262

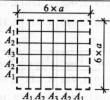
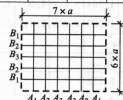
续表

均布荷载(1)

																
$\frac{I_1}{I}$	A ₁		A ₂		A ₃	A ₁		A ₂		A ₃		B ₁		B ₂		A ₃
	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}	f _{max}	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}	f _{max}
0.0	1.064	1.032	1.718	1.468	4.368	1.057	1.076	1.789	1.604	2.040	1.779	0.549	0.727	0.776	0.907	3.229
0.8	0.926	1.044	1.479	1.457	3.682	0.945	1.060	1.572	1.532	1.784	1.680	0.562	0.812	0.763	1.013	2.840

均布荷载(2)

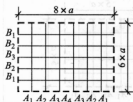
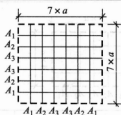
												
$\frac{I_1}{I}$	A ₁		A ₂		A ₃		A ₁		A ₂		A ₃	
	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}
0.0	1.257	1.151	2.158	1.737	2.480	1.934	1.316	1.188	2.331	1.844	2.864	2.168
0.8	1.095	1.139	1.852	1.672	2.117	1.844	1.168	1.174	2.032	1.765	2.475	2.042
$\frac{I_2}{I}$	B ₁		B ₂		A ₃		B ₁		B ₂		A ₃	
	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}	f _{max}		M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}	f _{max}	
0.0	0.991	0.944	1.608	1.325	6.231		0.808	0.861	1.311	1.169	7.169	
0.8	0.846	1.002	1.352	1.290	5.248		0.748	0.954	1.196	1.314	6.137	

												
$\frac{I_1}{I}$	A ₁		A ₂		A ₁		A ₂		A ₃		B ₁	
	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}
0.0	1.355	1.124	2.350	1.688	1.567	1.230	2.816	1.919	3.501	2.262	1.243	1.048
0.8	1.112	1.143	1.914	1.680	1.299	1.226	2.312	1.860	2.859	2.162	1.039	1.110
$\frac{I_2}{I}$	A ₃		A ₃		B ₂		B ₃				A ₃	
	M _{max}	V _{max}	f _{max}		M _{max}	V _{max}	M _{max}	V _{max}			f _{max}	
0.0	2.714	1.876	10.174	2.157	1.555		2.493	1.722			12.96	
0.8	2.204	1.854	8.392	1.794	1.624		2.069	1.789			10.72	

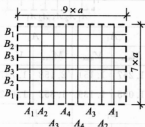
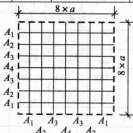
附表



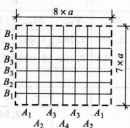
均布荷载(3)



$\frac{I_1}{I}$	A_1		A_2		A_1		A_2		A_3		A_4	
	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}
0.0	1.587	1.200	2.860	1.862	1.651	1.273	3.028	2.026	3.920	2.469	4.226	2.616
0.8	1.311	1.226	2.344	1.861	1.397	1.264	2.534	1.949	3.258	2.332	3.504	2.456
$\frac{I_2}{I}$	A_3		A_3		B_1		B_2		B_3		A_4	
	M_{max}	V_{max}	f_{max}		M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	
0.0	3.565	2.188	18.17		1.079	0.970	1.875	1.421	2.168	1.567	15.53	
0.8	2.909	2.163	14.80		0.935	1.069	1.595	1.554	1.840	1.708	13.00	




$\frac{I_1}{I}$	A_1		A_2		A_3		A_1		A_2		A_3		A_4	
	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}
0.0	1.861	1.264	3.442	2.006	4.502	2.440	1.801	1.295	3.319	2.065	4.320	2.519	4.669	2.669
0.8	1.491	1.298	2.743	2.013	3.572	2.416	1.495	1.299	2.730	2.015	3.532	2.420	3.807	2.551
$\frac{I_2}{I}$	A_4		A_4		B_1		B_2		B_3		A_4			
	M_{max}	V_{max}			f_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}		
0.0	4.875	2.582			32.79	1.516	1.133	2.740	1.741	3.423	2.037	23.53		
0.8	3.861	2.547			20.41	1.233	1.199	2.207	1.813	2.741	2.104	19.19		




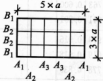
$\frac{I_1}{I}$	A_1		A_2		A_3		A_4	
	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}
0.0	1.903	1.341	3.554	2.170	4.749	2.709	5.369	2.976
0.8	1.603	1.338	2.965	2.101	3.933	2.572	4.429	2.798
$\frac{I_2}{I}$	B_1		B_2		B_3		B_4	
	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	
0.0	1.341	1.062	2.423	1.614	3.027	1.879	26.94	
0.8	1.125	1.164	2.015	1.751	2.502	2.027	22.23	


附表 3-2 单跨四角柱

均布荷载(1)

	$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_r}{I}$		A_1		A_2								A_2	A_1
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}							f_{max}	f
1	0.8	0.8	0.925	1.125	0.617	0.750								1.25	0.74
		0.0	0.0	1.000	1.125	0.500	0.750							1.25	0.83
	0.4	0.8	1.000	1.125	0.500	0.750								0.83	0.42
		0.8	0.8	1.000	1.125	0.500	0.750							0.83	0.42
	0.0	0.0	1.000	1.125	0.500	0.750								0.83	0.42
		0.0	0.0	1.000	1.125	0.500	0.750							0.83	0.42
2	0.4	0.8	1.091	1.125	0.431	0.750								0.57	0.23
		0.8	0.8	1.108	1.125	0.410	0.750							0.55	0.23
	0.0	0.0	1.000	1.125	0.500	0.750								0.63	0.21
		0.0	0.0	1.000	1.125	0.500	0.750							0.63	0.21
	0.4	0.8	1.091	1.125	0.431	0.750								0.57	0.23
		0.8	0.8	1.108	1.125	0.410	0.750							0.55	0.23
4	0.4	0.8	1.091	1.125	0.431	0.750								0.57	0.23
		0.8	0.8	1.108	1.125	0.410	0.750							0.55	0.23
	0.0	0.0	1.000	1.125	0.500	0.750								0.63	0.21
		0.0	0.0	1.000	1.125	0.500	0.750							0.63	0.21
	0.4	0.8	1.091	1.125	0.431	0.750								0.57	0.23
		0.8	0.8	1.108	1.125	0.410	0.750							0.55	0.23

	$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_r}{I}$		A_1		A_2		A_3		B_1		B_2		B_2	B_1
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	f
1	0.8	0.8	1.172	1.425	0.657	0.788	0.483	0.573	1.656	1.575	1.344	1.050	3.04	2.63	
		0.0	0.0	1.360	1.475	0.529	0.779	0.222	0.472	1.751	1.515	1.249	1.110	3.03	2.85
	0.4	0.8	1.197	1.336	0.547	0.784	0.528	0.761	2.023	1.664	0.978	0.961	2.04	1.60	
		0.8	0.8	1.189	1.334	0.551	0.785	0.534	0.761	2.020	1.666	0.980	0.959	2.05	1.60
	0.0	0.0	1.218	1.343	0.531	0.781	0.502	0.752	2.033	1.657	0.967	0.968	2.03	1.61	
		0.0	0.0	1.218	1.343	0.531	0.781	0.502	0.752	2.033	1.657	0.967	0.968	2.03	1.61
2	0.4	0.8	1.249	1.258	0.493	0.794	0.569	0.896	2.302	1.742	0.698	0.883	1.36	0.91	
		0.8	0.8	1.283	1.263	0.469	0.787	0.539	0.901	2.317	1.737	0.683	0.888	1.34	0.92
	0.0	0.0	1.093	1.218	0.567	0.817	0.680	0.930	2.247	1.782	0.753	0.843	1.45	0.38	
		0.0	0.0	1.093	1.218	0.567	0.817	0.680	0.930	2.247	1.782	0.753	0.843	1.45	0.38
	0.4	0.8	1.249	1.258	0.493	0.794	0.569	0.896	2.302	1.742	0.698	0.883	1.36	0.91	
		0.8	0.8	1.283	1.263	0.469	0.787	0.539	0.901	2.317	1.737	0.683	0.888	1.34	0.92
4	0.4	0.8	1.249	1.258	0.493	0.794	0.569	0.896	2.302	1.742	0.698	0.883	1.36	0.91	
		0.8	0.8	1.283	1.263	0.469	0.787	0.539	0.901	2.317	1.737	0.683	0.888	1.34	0.92
	0.0	0.0	1.093	1.218	0.567	0.817	0.680	0.930	2.247	1.782	0.753	0.843	1.45	0.38	
		0.0	0.0	1.093	1.218	0.567	0.817	0.680	0.930	2.247	1.782	0.753	0.843	1.45	0.38
	0.4	0.8	1.249	1.258	0.493	0.794	0.569	0.896	2.302	1.742	0.698	0.883	1.36	0.91	
		0.8	0.8	1.283	1.263	0.469	0.787	0.539	0.901	2.317	1.737	0.683	0.888	1.34	0.92

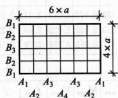
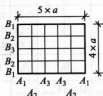
	$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_r}{I}$		A_1		A_2		A_3		B_1		B_2		B_2	B_1
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	f
1	0.8	0.8	1.428	1.726	0.739	0.863	0.428	0.531	2.402	2.024	2.135	1.351	6.36	6.00	
		0.0	0.0	1.704	1.829	0.650	0.900	0.146	0.396	2.443	1.921	2.058	1.454	6.40	6.27
	0.4	0.8	1.395	1.550	0.588	0.817	0.534	0.758	3.035	2.200	1.472	1.175	4.24	3.79	
		0.8	0.8	1.375	1.546	0.594	0.821	0.545	0.759	3.031	2.204	1.475	1.171	4.24	3.79
	0.0	0.0	1.446	1.571	0.567	0.817	0.488	0.738	3.042	2.179	1.458	1.196	4.22	3.82	
		0.0	0.0	1.446	1.571	0.567	0.817	0.488	0.738	3.042	2.179	1.458	1.196	4.22	3.82
2	0.4	0.8	1.382	1.388	0.522	0.808	0.622	0.928	3.540	2.362	0.972	1.013	2.71	2.21	
		0.8	0.8	1.427	1.397	0.502	0.798	0.593	0.930	3.549	2.353	0.962	1.022	2.69	2.22
	0.0	0.0	1.208	1.333	0.575	0.825	0.717	0.967	3.508	2.417	0.992	0.958	2.78	2.18	
		0.0	0.0	1.208	1.333	0.575	0.825	0.717	0.967	3.508	2.417	0.992	0.958	2.78	2.18
	0.4	0.8	1.382	1.388	0.522	0.808	0.622	0.928	3.540	2.362	0.972	1.013	2.71	2.21	
		0.8	0.8	1.427	1.397	0.502	0.798	0.593	0.930	3.549	2.353	0.962	1.022	2.69	2.22
4	0.4	0.8	1.382	1.388	0.522	0.808	0.622	0.928	3.540	2.362	0.972	1.013	2.71	2.21	
		0.8	0.8	1.427	1.397	0.502	0.798	0.593	0.930	3.549	2.353	0.962	1.022	2.69	2.22
	0.0	0.0	1.208	1.333	0.575	0.825	0.717	0.967	3.508	2.417	0.992	0.958	2.78	2.18	
		0.0	0.0	1.208	1.333	0.575	0.825	0.717	0.967	3.508	2.417	0.992	0.958	2.78	2.18
	0.4	0.8	1.382	1.388	0.522	0.808	0.622	0.928	3.540	2.362	0.972	1.013	2.71	2.21	
		0.8	0.8	1.427	1.397	0.502	0.798	0.593	0.930	3.549	2.353	0.962	1.022	2.69	2.22

	$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_r}{I}$		A_1		A_2		A_3						A_2	A_1
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	f
1	0.8	0.8	2.023	2.000	1.405	1.090	1.144	0.820						5.03	3.19
		0.0	0.0	2.379	2.000	1.243	1.121	0.757	0.757					5.00	3.86
	0.4	0.8	2.405	2.000	1.081	1.018	1.029	0.965						3.54	1.90
		0.8	0.8	2.388	2.000	1.091	1.019	1.043	0.962					3.55	1.89
	0.0	0.0	2.479	2.000	1.042	1.021	0.958	0.958						3.48	1.97
2	0.4	0.8	2.692	2.000	0.846	0.969	0.925	1.063						2.51	1.07
		0.8	0.8	2.726	2.000	0.825	0.965	0.898	1.071					2.47	1.09
	0.0	0.0	2.532	2.000	0.937	0.968	1.064	1.064						2.70	1.00
		0.0	0.0	2.532	2.000	0.937	0.968	1.064	1.064					2.70	1.00
	0.4	0.8	2.692	2.000	0.846	0.969	0.925	1.063						2.51	1.07

续表

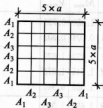
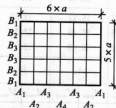
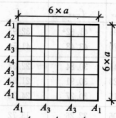
均布荷载(2)

$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_r}{I}$		A_1		A_2		A_3		B_1		B_2	
	b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}
1	0.8	0.8	2.436	2.447	1.548	1.191	1.016	0.738	2.355	2.553	2.233	1.402
	0.0	0.0	3.100	2.545	1.453	1.266	0.448	0.565	3.145	2.455	2.059	1.490
2	0.4	0.8	2.791	2.345	1.172	1.073	1.037	0.956	3.591	2.655	1.642	1.256
	0.8	0.8	2.751	2.340	1.187	1.079	1.063	0.956	3.569	2.660	1.652	1.255
	0.0	0.0	2.975	2.375	1.123	1.078	0.902	0.921	3.669	2.625	1.589	1.278
4	0.4	0.8	3.011	2.234	0.935	1.011	1.054	1.130	4.212	2.766	1.185	1.130
	0.8	0.8	3.063	2.240	0.914	1.002	1.024	1.134	4.236	2.760	1.169	1.130
	0.0	0.0	2.780	2.193	1.014	1.022	1.207	1.161	4.093	2.807	1.241	1.105
$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_r}{I}$		B_3		B_3		B_1					
	b	r	M_{max}	V_{max}	f_{max}	f						
1	0.8	0.8	1.995	1.089	8.70	7.05						
	0.0	0.0	1.593	1.110	8.78	8.10						
2	0.4	0.8	1.580	1.179	6.13	4.48						
	0.8	0.8	1.597	1.170	6.15	4.44						
	0.0	0.0	1.485	1.197	6.04	4.61						
4	0.4	0.8	1.245	1.208	4.28	2.63						
	0.8	0.8	1.224	1.220	4.23	2.65						
	0.0	0.0	1.332	1.174	4.46	2.55						
$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_r}{I}$		A_1		A_2		A_3		A_4			
	b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}		
1	0.8	0.8	2.868	2.893	1.748	1.322	1.003	0.734	0.763	0.600		
	0.0	0.0	3.780	3.064	1.780	1.484	0.438	0.556	0.041	0.291		
2	0.4	0.8	3.187	2.696	1.272	1.137	1.052	0.961	0.979	0.915		
	0.8	0.8	3.118	2.684	1.287	1.145	1.086	0.962	1.019	0.918		
	0.0	0.0	3.482	2.760	1.236	1.156	0.893	0.914	0.778	0.839		
4	0.4	0.8	3.306	2.465	0.994	1.040	1.119	1.153	1.162	1.184		
	0.8	0.8	3.365	2.475	0.978	1.029	1.092	1.153	1.131	1.186		
	0.0	0.0	3.061	2.408	1.047	1.045	1.240	1.183	1.305	1.127		
$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_r}{I}$		B_1		B_2		B_3		B_3		B_1	
	b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	f		
1	0.8	0.8	3.947	3.107	3.438	1.716	3.230	1.355	16.03		14.75	
	0.0	0.0	4.158	2.936	3.346	1.848	2.993	1.432	16.18		16.13	
2	0.4	0.8	5.296	3.304	2.491	1.497	2.427	1.398	11.32		9.76	
	0.8	0.8	5.279	3.316	2.500	1.493	2.442	1.381	11.35		9.70	
	0.0	0.0	5.367	3.240	2.454	1.539	2.357	1.443	11.20		9.96	
4	0.4	0.8	6.434	3.535	1.698	1.288	1.736	1.353	7.71		5.89	
	0.8	0.8	6.450	3.525	1.688	1.292	1.723	1.367	7.67		5.91	
	0.0	0.0	6.377	3.592	1.730	1.255	1.787	1.306	7.88		5.81	



续表

均布荷载(3)

	$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_l}{I}$		A_1		A_2		A_3		A_4		A_5	
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	f
1	0.8	0.8	0.8	3.385	3.125	2.402	1.512	1.849	0.988	12.82		8.27	
		0.0	0.0	4.114	3.125	2.273	1.636	1.114	0.864	13.20		10.54	
		0.4	0.8	4.151	3.125	1.783	1.331	1.610	1.169	9.16		5.16	
2	0.8	0.8	0.8	4.095	3.125	1.799	1.337	1.644	1.163	9.19		5.03	
		0.0	0.0	4.398	3.125	1.705	1.352	1.398	1.148	8.99		5.53	
		0.4	0.8	4.760	3.125	1.333	1.201	1.429	1.299	6.51		2.98	
4	0.8	0.8	0.8	4.799	3.125	1.316	1.195	1.403	1.305	6.46		3.01	
		0.0	0.0	4.553	3.125	1.394	1.197	1.553	1.303	6.74		2.84	
		0.4	0.8	5.250	3.470	1.441	1.253	1.541	1.343	1.576	1.368		
	$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_l}{I}$		A_1		A_2		A_3		A_4		A_5	
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	f
1	0.8	0.8	0.8	3.964	3.712	2.654	1.666	1.808	0.968	1.510	0.808		
		0.0	0.0	5.162	3.838	2.715	1.894	0.955	0.783	0.335	0.468		
		0.4	0.8	4.733	3.610	1.932	1.416	1.635	1.172	1.530	1.107		
2	0.8	0.8	0.8	4.631	3.601	1.948	1.427	1.683	1.170	1.587	1.105		
		0.0	0.0	5.199	3.669	1.871	1.454	1.349	1.120	1.163	1.016		
		0.4	0.8	5.250	3.470	1.441	1.253	1.541	1.343	1.576	1.368		
4	0.8	0.8	0.8	5.297	3.475	1.427	1.245	1.517	1.345	1.550	1.372		
		0.0	0.0	5.010	3.441	1.485	1.253	1.651	1.360	1.710	1.394		
		0.4	0.8	5.250	3.470	1.441	1.253	1.541	1.343	1.576	1.368		
	$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_l}{I}$		B_1		B_2		B_3		B_4		B_5	
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	f
1	0.8	0.8	0.8	4.545	3.788	3.637	1.839	3.069	1.248	20.68			
		0.0	0.0	5.288	3.662	3.552	2.014	2.410	1.199	21.28			
		0.4	0.8	6.051	3.890	2.701	1.592	2.498	1.393	14.96			
2	0.8	0.8	0.8	5.998	3.900	2.718	1.597	2.534	1.379	15.00			
		0.0	0.0	6.343	3.831	2.628	1.638	2.280	1.406	14.69			
		0.4	0.8	7.319	4.030	1.932	1.385	1.999	1.460	10.61			
4	0.8	0.8	0.8	7.347	4.025	1.922	1.383	1.982	1.467	10.56			
		0.0	0.0	7.188	4.059	1.975	1.372	2.087	1.444	10.84			
		0.4	0.8	8.105	4.500	2.113	1.460	2.180	1.521	15.50	7.43		
8	0.8	0.8	0.8	8.137	4.500	2.105	1.456	2.165	1.524	15.42	7.47		
		0.0	0.0	7.942	4.500	2.144	1.455	2.262	1.523	15.74	7.26		
		0.4	0.8	8.105	4.500	2.113	1.460	2.180	1.521	15.50	7.43		

附录

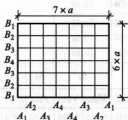
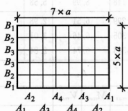


续表

均布荷载(4)

	$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_l}{I}$		A_1		A_2		A_3		A_4		
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	
	1	0.8	0.8	4.565	4.300	2.965	1.845	1.872	0.998	1.320	0.733	
	0.0	0.0	6.153	4.521	3.261	2.207	1.083	0.844	0.004	0.303		
2	0.4	0.8	5.330	4.100	2.097	1.510	1.685	1.192	1.472	1.073		
	0.8	0.8	5.180	4.081	2.108	1.525	1.738	1.192	1.545	1.078		
	0.0	0.0	6.008	4.217	2.083	1.581	1.383	1.137	1.026	0.940		
4	0.4	0.8	5.717	3.815	1.530	1.297	1.613	1.368	1.656	1.395		
	0.8	0.8	5.761	3.822	1.521	1.290	1.596	1.367	1.635	1.396		
	0.0	0.0	5.504	3.779	1.552	1.295	1.687	1.381	1.757	1.421		
	$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_l}{I}$		B_1		B_2		B_3		B_4		B_1
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	f	
1	0.8	0.8	5.787	4.450	4.914	2.169	4.420	1.506	32.49			29.19
	0.0	0.0	6.303	4.228	4.831	2.390	3.867	1.507	33.52			33.46
2	0.4	0.8	7.948	4.650	3.647	1.855	3.454	1.620	23.61			19.93
	0.8	0.8	7.899	4.669	3.660	1.858	3.485	1.598	23.65			19.75
	0.0	0.0	8.176	4.533	3.576	1.925	3.249	1.667	23.34			20.77
4	0.4	0.8	9.894	4.935	2.537	1.569	2.579	1.622	16.47			12.36
	0.8	0.8	9.909	4.928	2.531	1.568	2.569	1.629	16.43			12.38
	0.0	0.0	9.820	4.971	2.558	1.553	2.623	1.600	16.63			12.24

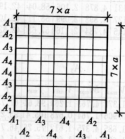
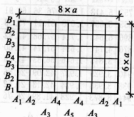
	$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_l}{I}$		A_1		A_2		A_3		A_4		B_1	
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}		
	1	0.8	0.8	5.984	5.224	4.350	2.205	3.064	1.244	2.354	0.952	6.575	5.276
	0.0	0.0	8.213	5.368	4.867	2.650	2.108	1.099	0.562	0.508	7.873	5.132	
2	0.4	0.8	7.669	5.125	3.154	1.809	2.613	1.418	2.315	1.273	8.923	5.375	
	0.8	0.8	7.497	5.112	3.166	1.828	2.680	1.414	2.408	1.271	8.813	5.388	
	0.0	0.0	8.739	5.211	3.167	1.911	2.192	1.370	1.652	1.134	9.551	5.289	
4	0.4	0.8	8.847	4.965	2.264	1.525	2.308	1.561	2.332	1.575	10.983	5.535	
	0.8	0.8	8.870	4.967	2.260	1.521	2.299	1.561	2.321	1.576	10.997	5.533	
	0.0	0.0	8.724	4.954	2.277	1.522	2.354	1.565	2.396	1.584	10.905	5.546	
	$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_l}{I}$		B_2		B_3		B_4		B_4		B_1	
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	f		
1	0.8	0.8	5.247	2.348	4.354	1.479	4.017	1.295	41.62			32.93	
	0.0	0.0	5.365	2.683	3.423	1.400	2.680	1.070	43.48			41.54	
2	0.4	0.8	3.920	1.975	3.539	1.630	3.397	1.541	30.84			22.33	
	0.8	0.8	3.934	1.988	3.592	1.613	3.463	1.523	30.91			21.97	
	0.0	0.0	3.851	2.065	3.153	1.639	2.891	1.515	30.27			24.28	
4	0.4	0.8	2.788	1.665	2.820	1.697	2.833	1.706	22.26			13.72	
	0.8	0.8	2.784	1.664	2.813	1.699	2.824	1.709	22.24			13.75	
	0.0	0.0	2.801	1.660	2.856	1.693	2.877	1.703	22.41			13.62	



续表

均布荷载(5)

$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_r}{I}$		A_1		A_2		A_3		A_4		A_5	
	b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}
1	0.8	0.8	6.763	5.947	4.819	2.427	3.239	1.304	2.232	0.917	1.897	0.812
	0.0	0.0	9.629	6.206	5.746	3.050	2.456	1.221	0.346	0.426	-0.354	0.197
2	0.4	0.8	8.524	5.755	3.418	1.936	2.721	1.458	2.275	1.254	2.126	1.195
	0.8	0.8	8.283	5.730	3.418	-1.958	2.793	1.454	2.384	1.257	2.246	1.202
	0.0	0.0	9.990	5.925	3.537	2.090	2.314	1.420	1529	1.079	1.263	0.974
4	0.4	0.8	9.572	5.432	2.401	1.586	2.408	1.591	2.412	1.594	2.414	1.595
	0.8	0.8	9.576	5.432	2.401	1.586	2.407	1.591	2.411	1.594	2.412	1.595
	0.0	0.0	9.551	5.429	2.402	1.586	2.414	1.592	2.421	1.596	2.424	1.597
$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_r}{I}$		B_1		B_2		B_3		B_4		B_4	B_1
	b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	f
1	0.8	0.8	8.076	6.053	6.932	2.695	6.102	1.734	5.786	1.536	61.83	54.70
	0.0	0.0	9.163	5.794	7.051	3.083	5.404	1.898	4.767	1.596	64.33	65.37
2	0.4	0.8	11.530	6.245	5.246	2.257	4.865	1.865	4.722	1.767	46.22	38.36
	0.8	0.8	11.442	6.270	5.257	2.270	4.912	1.840	4.781	1.739	46.29	37.86
	0.0	0.0	12.115	6.075	5.196	2.374	4.543	1.911	4.295	1.779	45.57	40.90
4	0.4	0.8	14.758	6.568	3.695	1.870	3.699	1.874	3.700	1.875	33.14	24.29
	0.8	0.8	14.759	6.568	3.694	1.870	3.698	1.875	3.699	1.876	33.13	24.29
	0.0	0.0	14.749	6.571	3.696	1.869	3.703	1.873	3.705	1.874	33.16	24.27
$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_r}{I}$		A_1		A_2		A_3		A_4		A_4	A_1
	b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	f_{max}	f
1	0.8	0.8	7.453	6.1215	5.695	2.561	4.411	1.499	3.686	1.190	55.12	37.12
	0.0	0.0	9.718	6.125	6.250	3.071	3.349	1.392	1.684	0.788	58.57	50.89
2	0.4	0.8	9.957	6.125	4.217	2.107	3.634	1.654	3.307	1.489	41.21	24.87
	0.8	0.8	9.766	6.125	4.224	2.129	3.703	1.643	3.406	1.479	41.27	24.27
	0.0	0.0	11.140	6.125	4.227	2.239	3.127	1.633	2.506	1.378	40.54	28.29
4	0.4	0.8	12.000	6.125	3.000	1.750	3.000	1.750	3.000	1.750	30.00	15.00
	0.8	0.8	12.000	6.125	3.000	1.750	3.000	1.750	3.000	1.750	30.00	15.00
	0.0	0.0	12.000	6.125	3.000	1.750	3.000	1.750	3.000	1.750	30.00	15.00





续表

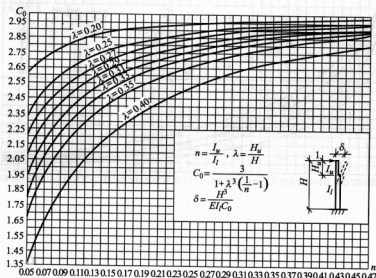
均布荷载(6)

	$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_r}{I}$		A_1		A_2		A_3		A_4		A_5	
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}
	1	0.8	0.8	8.390	6.982	6.236	2.803	4.598	1.558	3.509	1.142	3.133	1.032
		0.0	0.0	11.613	7.138	7.362	3.526	3.672	1.492	1.191	0.643	0.329	0.410
		0.4	0.8	11.039	6.890	4.547	2.252	3.769	1.697	3.254	1.464	3.075	1.396
	2	0.8	0.8	10.758	6.875	4.540	2.281	3.845	1.688	3.377	1.459	3.214	1.395
		0.0	0.0	12.832	7.000	4.703	2.448	3.239	1.674	2.265	1.291	1.926	1.174
		0.4	0.8	12.997	6.715	3.194	1.830	3.148	1.793	3.117	1.776	3.106	1.771
	4	0.8	0.8	12.967	6.713	3.197	1.834	3.156	1.793	3.128	1.775	3.118	1.770
		0.0	0.0	13.151	6.727	3.188	1.835	3.103	1.791	3.046	1.767	3.027	1.760
		0.4	0.8	12.997	6.715	3.194	1.830	3.148	1.793	3.117	1.776	3.106	1.771
		0.8	0.8	12.967	6.713	3.197	1.834	3.156	1.793	3.128	1.775	3.118	1.770
		0.0	0.0	13.151	6.727	3.188	1.835	3.103	1.791	3.046	1.767	3.027	1.760
		0.4	0.8	12.997	6.715	3.194	1.830	3.148	1.793	3.117	1.776	3.106	1.771

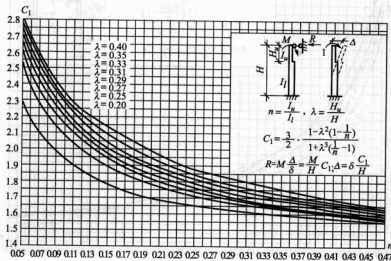
	$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_r}{I}$		A_1		A_2		A_3		A_4		A_5	
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}
	1	0.8	0.8	9.019	7.018	7.422	2.922	6.149	1.757	5.413	1.429	76.36	60.91
		0.0	0.0	11.252	6.862	7.990	3.492	5.206	1.855	3.556	1.078	81.11	79.53
		0.4	0.8	12.754	7.110	5.611	2.405	4.995	1.896	5.643	1.714	57.68	42.42
	2	0.8	0.8	12.584	7.125	5.617	2.430	5.062	1.876	4.741	1.694	57.74	41.60
		0.0	0.0	14.017	7.000	5.639	2.567	4.501	1.913	3.845	1.646	56.83	47.29
		0.4	0.8	16.134	7.285	3.988	1.974	3.950	1.940	3.929	1.927	42.09	26.56
	4	0.8	0.8	16.115	7.287	3.991	1.976	3.958	1.938	3.938	1.924	42.13	26.52
		0.0	0.0	16.240	7.273	3.978	1.980	3.911	1.944	3.873	1.928	41.89	26.76
		0.4	0.8	16.134	7.285	3.988	1.974	3.950	1.940	3.929	1.927	42.09	26.56
		0.8	0.8	16.115	7.287	3.991	1.976	3.958	1.938	3.938	1.924	42.13	26.52
		0.0	0.0	16.240	7.273	3.978	1.980	3.911	1.944	3.873	1.928	41.89	26.76
		0.4	0.8	16.134	7.285	3.988	1.974	3.950	1.940	3.929	1.927	42.09	26.56

	$\frac{I_b}{I_r}$	$\frac{I_r}{I}$		A_1		A_2		A_3		A_4		A_5	
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}
		b	r	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}	M_{max}	V_{max}
	1	0.8	0.8	10.061	8.000	8.037	3.177	6.346	1.815	5.179	1.377	4.763	1.263
		0.0	0.0	13.606	8.000	9.304	3.980	5.465	1.775	2.748	0.906	1.764	0.678
		0.4	0.8	14.055	8.000	6.017	2.566	5.163	1.943	4.581	1.685	4.375	1.612
	2	0.8	0.8	13.784	8.000	6.008	2.600	5.241	1.927	4.710	1.672	4.521	1.602
		0.0	0.0	16.168	8.000	6.222	2.798	4.597	1.949	3.477	1.543	3.078	1.422
		0.4	0.8	17.468	8.000	4.255	2.072	4.157	1.994	4.091	1.959	4.067	1.949
	4	0.8	0.8	17.408	8.000	4.260	2.080	4.174	1.993	4.114	1.956	4.092	1.945
		0.0	0.0	17.801	8.000	4.243	2.085	4.065	1.997	3.943	1.950	3.900	1.935
		0.4	0.8	17.408	8.000	4.260	2.080	4.174	1.993	4.114	1.956	4.092	1.945
		0.8	0.8	17.408	8.000	4.260	2.080	4.174	1.993	4.114	1.956	4.092	1.945
		0.0	0.0	17.801	8.000	4.243	2.085	4.065	1.997	3.943	1.950	3.900	1.935
		0.4	0.8	17.408	8.000	4.260	2.080	4.174	1.993	4.114	1.956	4.092	1.945

附表 4 单阶柱柱顶反力与位移系数表

柱顶单位集中荷载作用下系数 C_0 的数值

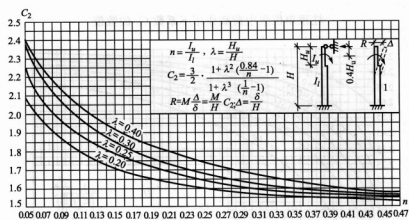
附图 4—1

力矩作用在柱顶时系数 C_1 的数值

附图 4—2

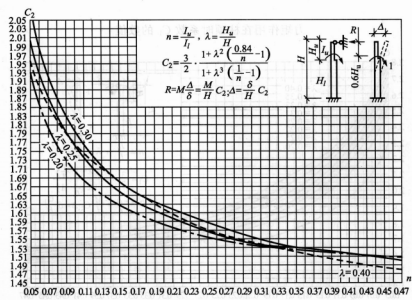


力矩作用在上柱($y=0.4H_u$)系数 C_2 的数值

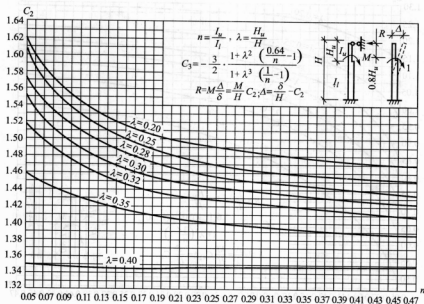


附图 4—3

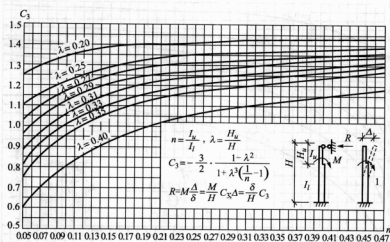
力矩作用在上柱($y=0.6H_u$)系数 C_2 的数值



附图 4—4

力矩作用在上柱($y=0.8H_u$)系数 C_4 的数值


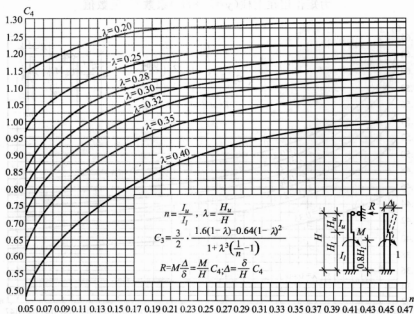
附图 4—5

 力矩作用在牛腿面系数 C_3 的数值


附图 4—6

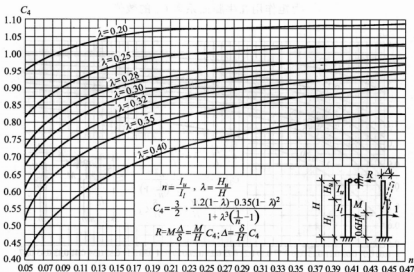


力矩作用在下柱($y=0.8H_l$)系数 C_2 的数值

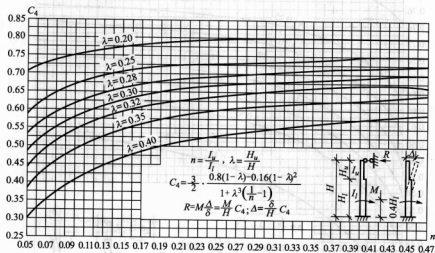


附图 4—7

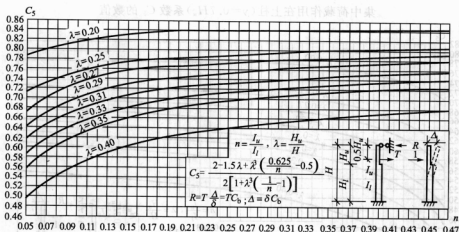
力矩作用在下柱($y=0.6H_l$)系数 C_4 的数值



附图 4—8

力矩作用在下柱($y=0.4H_1$)系数 C_4 的数值

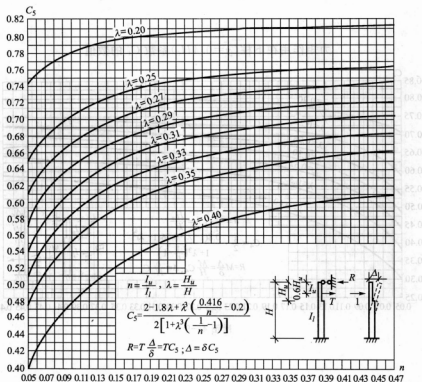
附图 4—9

集中荷载作用在上($y=0.5H_1$)系数 C_5 的数值

附图 4—10

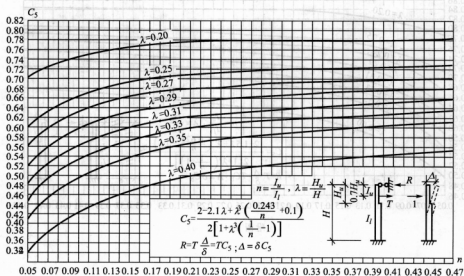


集中荷载作用在上柱($y=0.6H_u$)系数 C_5 的数值



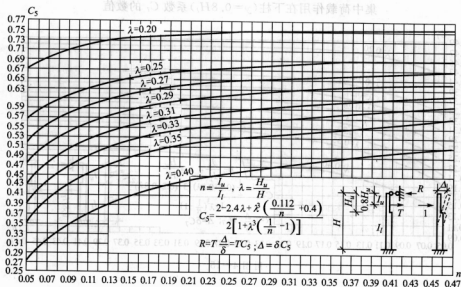
附图 4—11

集中荷载作用在上柱($y=0.7H_u$)系数 C_5 的数值



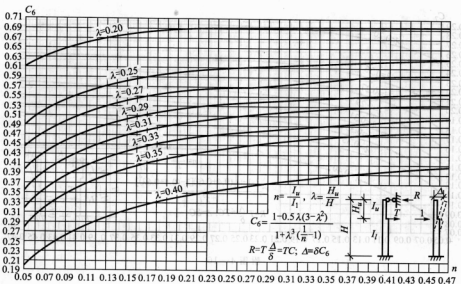
附图 4—12

集中荷载作用在上柱($y=0.8H_u$)系数 C_5 的数值



附图 4—13

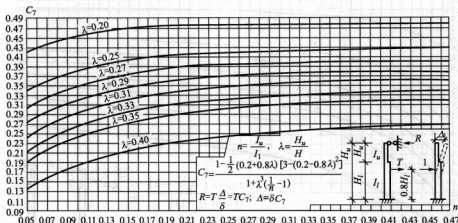
集中荷载作用在半腿面系数 C_6 的数值



附图 4—14

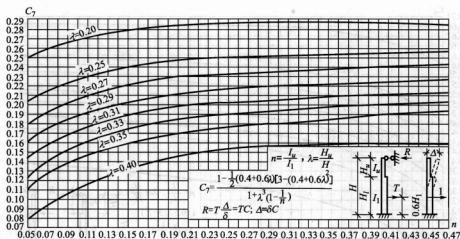


集中荷载作用在下柱($y=0.8H_l$)系数 C_7 的数值



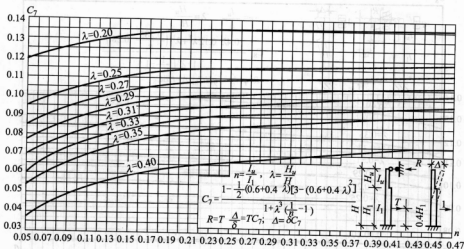
附图 4—15

集中荷载作用在下柱($y=0.6H_l$)系数 C_7 的数值



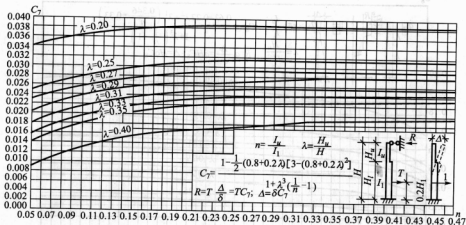
附图 4—16

集中荷载作用在下柱($y=0.4H_i$)系数 C_7 的数值



附图 4-17

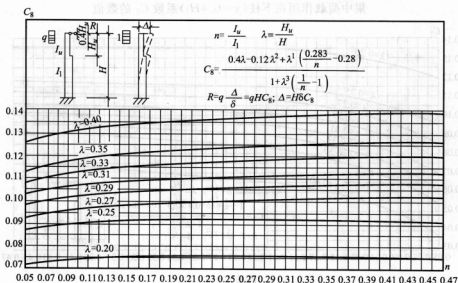
集中荷载作用在下柱($y=0.2H_i$)系数 C_7 的数值



附图 4-18

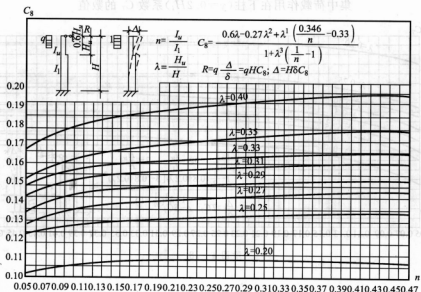


均布荷载作用在上柱($y=0.4H_u$)系数 C_8 的数值



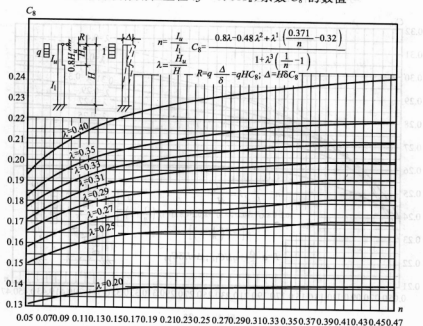
附图 4—19

均布荷载作用在上柱($y=0.6H_u$)系数 C_8 的数值



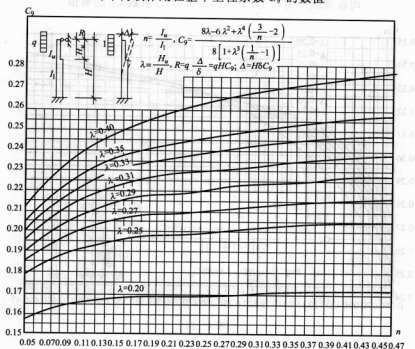
附图 4—20

均布荷载作用在上柱($y=0.8H_u$)系数 C_8 的数值



附图 4—21

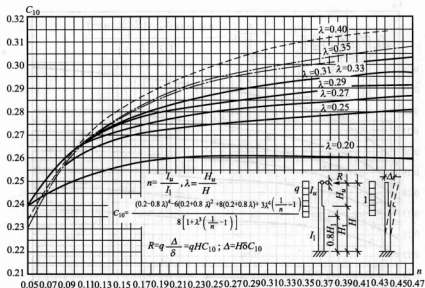
均布荷载作用在整个上柱系数 C_9 的数值



附图 4—22

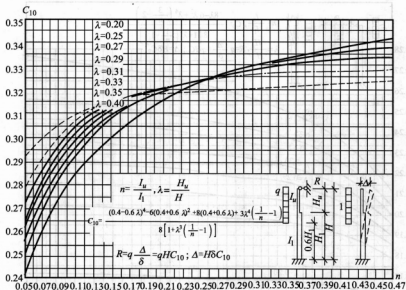


均布荷载作用在上、下柱 ($y=0.8H_I$) 系数 C_{10} 的数值

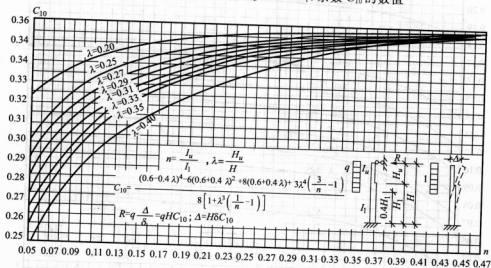


附图 4—23

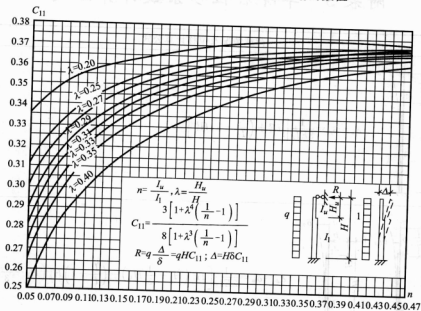
均布荷载作用在上、下柱 ($y=0.6H_I$) 系数 C_{10} 的数值



附图 4—24

均布荷载作用在上、下柱($y=0.4H_1$)系数 C_{10} 的数值


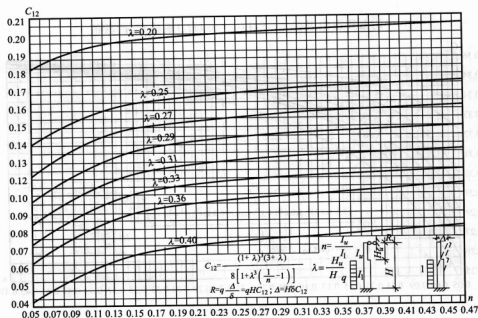
附图 4—25

 均布荷载作用在整个上、下柱系数 C_{11} 的数值


附图 4—26



均布荷载作用在整个下柱系数 C_{12} 的数值

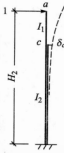
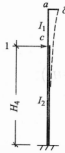

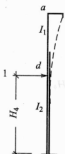

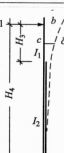
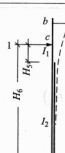


附图 4—27

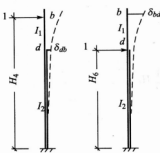
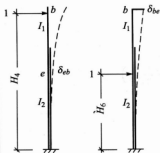
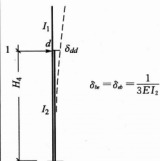
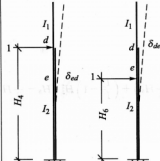
附表 5 单阶柱位移系数计算公式

序号	荷载情况及位移计算公式
1	$\delta_{aa} = \delta_{ae} = \frac{1}{3EI_2} \left[H_1^2 + \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right) H_1^2 \right]$
2	$\delta_{ab} = \delta_{be} = \frac{1}{2EI_2} \left[H_1^2 \left(H_2 - \frac{1}{3} H_4 \right) + \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right) H_1^2 \left(H_1 - \frac{1}{3} H_4 \right) \right]$

续表

序号	荷载情况及位移计算公式	
3	 	$\delta_w = \delta_w = \frac{1}{2EI_2} H_4^2 \left(H_2 - \frac{1}{3} H_4 \right)$
4	 	$\delta_w = \delta_w = \frac{1}{2EI_2} H_4^2 \left(H_2 - \frac{1}{3} H_4 \right)$
5		$\delta_w = \frac{1}{3EI_2} \left[H_1^2 + \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right) H_3^2 \right]$
6	 	$\delta_w = \delta_w = \frac{1}{2EI_2} \left[H_4^2 \left(H_4 - \frac{1}{3} H_6 \right) + \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right) H_5^2 \left(H_4 - \frac{1}{3} H_5 \right) \right]$



序号	荷载情况及位移计算公式	
7		$\delta_{bd} = \delta_{db} = \frac{1}{2EI_2} H_1^3 \left(H_4 - \frac{1}{3} H_6 \right)$
8		$\delta_{be} = \delta_{eb} = \frac{1}{2EI_2} H_1^3 \left(H_4 - \frac{1}{3} H_6 \right)$
9		$\delta_{de} = \delta_{ed} = \frac{1}{3EI_2} H_1^3 \left(H_4 - \frac{1}{3} H_6 \right)$
10		$\delta_{de} = \delta_{ed} = \frac{1}{2EI_2} H_1^3 \left(H_4 - \frac{1}{3} H_6 \right)$

续表

序号	荷载情况及位移计算公式
11	$\delta_w = \delta_w = \frac{1}{3EI_2} H_4^3$
12	$\delta_w = \delta_w = \frac{1}{2EI_2} H_4^2 \left(H_4 - \frac{1}{3} H_4 \right)$
13	$\Delta_w = \frac{1}{2EI_2} \left[H_2^2 + \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right) H_2^2 \right]$
14	$\Delta_w = \Delta_w = \frac{1}{2EI_2} \left[H_2^2 + \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right) H_2^2 \right]$

附录



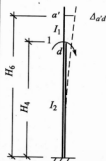
序号	荷载情况及位移计算公式	
15		$\Delta_{da'} = \Delta_{da} = \Delta_{dc} = \frac{1}{2EI_2} H_4^2$
16		$\Delta_{ee} = \Delta_{ed} = \Delta_{eb} = \Delta_{ea} = \frac{1}{2EI_2} H_4^2$
17		$\Delta_{ab} = \frac{1}{EI_2} \left[\left(H_2 - \frac{H_4}{2} \right) H_4 + \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right) \left(H_1 - \frac{H_2}{2} \right) H_3 \right]$ $\Delta_{a'b} = \frac{1}{EI_2} \left[\left(H_4 - \frac{H_1}{2} \right) H_4 + \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right) \left(H_5 - \frac{H_2}{2} \right) H_3 \right]$
18		$\Delta_{ad} = \frac{1}{EI_2} \left(H_2 - \frac{H_4}{2} \right) H_4$

续表

序号

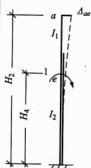
荷载情况及位移计算公式

19



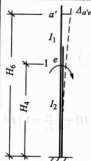
$$\Delta_{d'd} = \frac{1}{EI_2} \left(H_4 - \frac{H_4}{2} \right) H_4$$

20



$$\Delta_{ae} = \frac{1}{EI_2} \left(H_4 - \frac{H_4}{2} \right) H_4$$

21



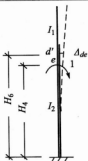
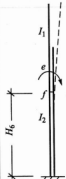
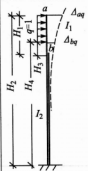
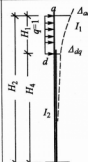
$$\Delta_{a'e} = \frac{1}{EI_2} \left(H_4 - \frac{H_4}{2} \right) H_4$$

22



$$\Delta_{de} = \frac{1}{EI_2} \left(H_4 - \frac{H_4}{2} \right) H_4$$



序号	荷载情况及位移计算公式
23	 $\Delta_{de} = \frac{1}{EI_2} \left(H_6 - \frac{H_4}{2} \right) H_4$
24	 $\Delta_{fe} = \frac{1}{2EI_2} H_6^2$
25	 $\Delta_{aq} = \frac{1}{8EI_2} \left[H_2^4 + \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right) H_1^4 \right] - \frac{1}{6EI_2} \left[H_1^3 \left(H_2 - \frac{1}{4} H_4 \right) + \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right) \left(H_1 - \frac{1}{4} H_3 \right) H_3^3 \right]$ $\Delta_{aq} = \frac{(H_2 - H_4)}{3EI_2} \left[H_1^4 + \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right) H_3^4 \right] + \frac{(H_2 - H_4)^2}{4EI_2} \left[H_1^4 + \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right) H_3^4 \right]$
26	 $\Delta_{aq} = \frac{1}{8EI_2} \left[H_2^4 + \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right) H_1^4 \right] - \frac{1}{6EI_2} \left(H_2 - \frac{1}{4} H_4 \right) H_1^3$ $\Delta_{aq} = \frac{1}{EI_2} \left(\frac{H_1 H_2^3}{3} + \frac{H_1^3 H_2}{4} \right)$

续表

序号	荷载情况及位移计算公式	
27		$\Delta_{aq} = \frac{1}{8EI_2} \left[H_1^2 + \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right) H_1^2 \right] - \frac{1}{6EI_2} \left(H_2 - \frac{1}{4} H_4 \right) H_1^2$ $\Delta_{aq} = \frac{1}{EI_2} \left(\frac{(H_2 - H_4) H_1^2}{3} + \frac{(H_2 - H_4)^2 H_1^2}{4} \right)$
28		$\Delta_{aq} = \frac{1}{8EI_2} \left[H_1^2 + \left(\frac{I_2}{I_1} - 1 \right) H_1^2 \right]$
29		$\Delta_{aq} = \frac{H_1^2}{6EI_2} \left(H_2 - \frac{1}{4} H_4 \right)$ $\Delta_{aq} = \frac{H_1^2}{8EI_2}$
30		$\Delta_{aq} = \frac{H_1^2}{6EI_2} \left(H_2 - \frac{1}{4} H_4 \right)$ $\Delta_{aq} = \frac{H_1^2}{8EI_2}$



附表 6 规则框架承受均布及倒三角形分布水平
分布水平力作用时反弯点的高度比

附表 6-1 规则框架承受均布水平力作用时各层柱标准反弯点高度比 η_b

m	n	\bar{K}	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1		0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
	2		0.45	0.40	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
2	1		0.95	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50
	3		0.15	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
3	2		0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
4	4		-0.05	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	3		0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2		0.65	0.55	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	1		0.10	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
5	5		-0.20	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4		0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	3		0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	0.95	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
6	6		-0.30	0.00	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5		0.00	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	4		0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3		0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
7	7		-0.35	-0.05	0.10	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	6		-0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	5		0.10	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4		0.30	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3		0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.75	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
8	8		-0.35	-0.15	0.10	0.15	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	7		-0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50	0.50
	6		0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5		0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55

续表

m	n	\bar{K}	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
9	9		-0.40	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	8		-0.15	0.15	0.20	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	7		0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6		0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5		0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.80	0.65	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
10	10		-0.40	-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	9		-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	8		0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7		0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6		0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5		0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
10	11		-0.40	0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	10		-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	9		0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8		0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7		0.20	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6		0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5		0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.6	0.55	0.55	0.55
12 以上	1		-0.40	-0.00	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2		-0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	3		0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5		0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6		0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7		0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8		0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	中间		0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.30	1.00	0.85	0.80	0.76	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55

注: $\bar{K} = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{2i}$



附表 6-2 规则框架承受三角形分布水平力作用时各层柱标准反弯点高度比 y_e

m	n	\bar{K}	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1		0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
	2		0.50	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50
2	1		1.00	0.85	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
	3		0.25	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.15	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
3	2		0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.15	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
4	4		0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	3		0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
4	2		0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
5	5		-0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4		0.20	0.25	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
5	3		0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.75	1.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
5	1		1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55
6	6		-0.15	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5		0.10	0.25	0.30	0.35	0.35	0.45	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
6	4		0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
6	2		0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
7	7		-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	6		0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
7	5		0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4		0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
7	3		0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2		0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
7	1		1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
8	8		-0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	7		0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
8	6		0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5		0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
8	4		0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3		0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
8	2		0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1		1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.70	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55

续表

m	n	R	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
9	9	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	-0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
10	10	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	9	-0.10	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
11	11	-0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
	10	-0.05	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	9	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.25	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
12	1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
	↓1	-0.30	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	2	-0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50
	3	0.05	0.25	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.15	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.25	0.35	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.35	0.40	0.55	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.35	0.45	0.55	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	中间	0.45	0.45	0.55	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
12	4	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.70	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	↑1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55



附表 6-3 上下层横梁线刚度比对 y_0 修正值 y_1

\bar{K}	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
a_1	0.4	0.55	0.40	0.30	0.25	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05
0.5	0.45	0.30	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05
0.6	0.30	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0
0.7	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0
0.8	0.15	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0
0.9	0.05	0.05	0.05	0.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

注: $\frac{i_1}{i_2} = \frac{l_1 + l_2}{l_3 + l_4}$, 当 $l_1 + l_2 > l_3 + l_4$ 时, 则 a_1 取倒数, 即 $a_1 = \frac{l_3 + l_4}{l_1 + l_2}$, 并且 y_1 值取负号“-”。

$\bar{K} = \frac{l_1 + l_2 + l_3 + l_4}{2l_c}$

附表 6-4 上下层层高变化对 y_0 修正值 y_2 和 y_3

a_2	\bar{K}	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
2.0	0.4	0.25	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0
1.8	0.4	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0
1.6	0.4	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
1.4	0.6	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.2	0.8	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.8	1.2	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.6	1.4	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.4	1.6	-0.15	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
0.4	1.8	-0.20	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0	0.0
0.4	2.0	-0.25	-0.15	-0.15	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	0.0	0.0

注: y_2 ——按照 \bar{K} 及 a_2 求得, 上层较高时为正值;

y_3 ——按照 \bar{K} 及 a_2 求得。



参考文献

- 1 中华人民共和国国家标准, 建筑结构可靠度设计统一标准(GB 50068—2001), 北京: 中国建筑工业出版社, 2001
- 2 中华人民共和国国家标准, 建筑结构荷载规范(GB 50009—2001), 北京: 中国建筑工业出版社, 2001
- 3 中华人民共和国国家标准, 混凝土结构设计规范(GB 50010—2002), 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- 4 徐有邻, 周氏编著, 混凝土结构设计规范理解与应用, 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
- 5 沈蒲生, 罗国强编著, 混凝土结构疑难释义, 北京: 中国建筑工业出版社, 2003
- 6 哈尔滨工业大学, 华北水利水电学院合编, 混凝土结构及砌体结构(下册), 北京: 中国建筑工业出版社, 2003
- 7 沈蒲生主编, 混凝土结构设计(第3版), 北京: 高等教育出版社, 2007
- 8 东南大学, 天津大学, 同济大学合编, 混凝土结构(下册)(第二版), 北京: 中国建筑工业出版社, 2003
- 9 周克荣, 顾祥林, 苏小卒主编, 混凝土结构设计, 上海, 同济大学出版社, 2001